

**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΟΜΕΑΣ**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

***Προτάσεις για Ενσωμάτωση στον Ευρωκώδικα 3
των Χαλύβδινων Διατμητικών Τοιχωμάτων (ΧΔΤ)
ως Ιδιαίτερο Σύστημα Ανάληψης Πλευρικών
Δυνάμεων σε Νέες και Υφιστάμενες Χαλύβδινες
Πλαισιωτές Κατασκευές***

Φοιτήτρια: Μαρία Ντίνα

***Επιβλέπων: Δ. Σοφιανόπουλος
Επίκουρος Καθηγητής***

Βόλος, Σεπτέμβριος 2009



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ & ΚΕΝΤΡΟ ΠΛΗΡΟΦΟΡΗΣΗΣ
ΕΙΔΙΚΗ ΣΥΛΛΟΓΗ «ΓΚΡΙΖΑ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ»**

Αριθ. Εισ.: 7561/1
Ημερ. Εισ.: 03-11-2009
Δωρεά: Συγγραφέας
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ – ΠΜ
2009
NTI

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Αντικείμενο-Σκοπός της Διπλωματικής Εργασίας	σελ.1
--	-------

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο : Περιγραφή-Χαρακτηριστικά των Μεταλλικών Διατμητικών Τοιχωμάτων

A. Γενικά	σελ. 2
B. Κυρίαρχες Μορφές αστοχίας των ΧΔΤ	σελ. 8
Γ. Μεταλυσισμική Συμπεριφορά Λεπτών Χαλύβδινων Πλακών που υπόκεινται σε Διάτμηση	σελ.12
Δ. Προσομοιώματα (μοντέλα) Ανάλυσης των ΧΔΤ και Προσεγγιστικές Μέθοδοι Υπολογισμού τους	σελ. 16
(1) Μέθοδοι λωρίδων	σελ. 17
(2) Μέθοδος αλληλεπίδρασης τοιχώματος-πλαισίου	σελ. 27
(3) Προσομοίωμα ορθότροπης μεμβράνης	σελ. 30
Ε. Πλαστική Ανάλυση-Σχεδιασμός (Μέθοδος Λωρίδων)	σελ.32
(1) Μονώροφα πλαίσια με απλές συνδέσεις δοκών-στύλων	σελ. 32
(2) Μονώροφα πλαίσια με άκαμπτες συνδέσεις δοκών-στύλων	σελ. 33
(3) Πολυώροφα πλαίσια	
ΣΤ. Απαιτήσεις σχεδιασμού συνδέσεων τοιχώματος με τα περιμετρικά (περιβάλλοντα) στοιχεία	σελ. 36

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο : Προβλέψεις Κανονισμών-Αναλογία Απόκρισης

A. Προβλέψεις Κανονισμών	σελ. 40
(1) Καναδικός Κανονισμός Χαλύβδινων Κατασκευών	σελ. 40
(2) Αμερικάνικος Κανονισμός Χαλύβδινων Κατασκευών και FEMA 450	σελ. 42
(3) Ευρωκώδικες	σελ. 44
(4) Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ)	σελ. 46
(5) Κανονισμός Επεμβάσεων (Τελικό Σχέδιο 3, ΟΑΣΠ 2009)	σελ. 46
B. Αναλογία με τον κορμό υψίκορμων δοκών από επίπεδα ελάσματα με εγκάρσιες ενισχύσεις	σελ.46

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο : Προτεινόμενοι Κανόνες Εφαρμογής προς Ένταξη στον

Ευρωκώδικα 3

σελ. 63

Αριθμητική Εφαρμογή-Παράδειγμα

σελ. 70

Αντικείμενο - Σκοπός της Διπλωματικής Εργασίας

Η παρούσα Διπλωματική Εργασία έχει σαν σκοπό την πρόταση πρακτικών κανόνων εφαρμογής για την ένταξη στον Ευρωκώδικα 3 των Χαλύβδινων Διατμητικών Τοιχωμάτων (ΧΔΤ) σαν ένα αποδεκτό σύστημα ανάληψης πλευρικών δράσεων και απορρόφησης ενέργειας τόσο σε νέα κτίρια από δομικό χάλυβα όσο και σε υπάρχοντα με σκοπό την βελτίωση της σεισμικής τους απόκρισης. Αναλυτικότερα, μετά από συνοπτική περιγραφή των ΧΔΤ και των χαρακτηριστικών τους (είδη, πλεονεκτήματα, μορφές αστοχίας, μεταλυγισμική συμπεριφορά, προσομοιώματα ανάλυσης, προσεγγιστικές μέθοδοι υπολογισμού), στοιχεία που αποτελούν το περιεχόμενο του 1^{ου} Κεφαλαίου της εργασίας, στο 2^ο Κεφάλαιο παρατίθενται αφ' ενός μεν οι προβλέψεις Κανονισμών Μεταλλικών Κατασκευών και Κωδίκων που αφορούν τα ΧΔΤ παγκοσμίως, αφ' ετέρου δε δίδεται έμφαση στην πιθανή αναλογία της απόκρισης τους με αυτή του κορμού υψίκορμων δοκών από επίπεδα ελάσματα με εγκάρσιες ενισχύσεις, όπου καταδεικνύεται η λανθασμένη αυτή θεώρηση. Τέλος στο 3^ο και τελευταίο Κεφάλαιο προτείνονται Κανόνες Εφαρμογής ανάλυσης, διαστασιολόγησης και υπολογισμού των ΧΔΤ προς ένταξη στον Ευρωκώδικα 3. Η όλη εργασία συνοδεύεται από εκτεταμένη αλλά όχι πλήρη Βιβλιογραφία επί των ΧΔΤ. Ο ενδιαφερόμενος μπορεί να ανατρέξει στις προτεινόμενες βιβλιογραφικές πηγές για περαιτέρω πληροφορίες επί του θέματος.

Βόλος, Σεπτέμβριος 2009

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο: Περιγραφή - Χαρακτηριστικά των Μεταλλικών Διατμητικών Τοιχωμάτων (ΧΔΤ)

Α. Γενικά

Τα χαλύβδινα διατμητικά τοιχώματα έχουν γίνει ευρέως αποδεκτά ως ένα πολύ αποτελεσματικό σύστημα αντίστασης έναντι πλευρικών φορτίων λόγω είτε δράσεων ανέμου είτε σεισμού. Μια τυπική διάταξη ΧΔΤ αποτελείται από κατακόρυφες χαλύβδινες πλάκες πλήρωσης συνδεδεμένες με τις περιβάλλουσες δοκούς και τους περιβάλλοντες στύλους. Παρόλο που οι πλάκες αυτές πλήρωσης συνήθως θα σχεδιάζονταν για την αποφυγή λυγισμού πριν τη διαρροή μέσω πρόβλεψης ενισχυτικών νευρώσεων ή αυξημένου πάχους των πλακών, τα μοντέρνα ΧΔΤ είναι λεπτότοιχα και χωρίς ενισχύσεις. Τούτο καθόσον σε μη ενισχυμένα ΧΔΤ (οι τύποι των οποίων παρατίθενται κατωτέρω) η αξονική σύζευξη των δυνάμεων των στύλων είναι ο κυρίαρχος μηχανισμός ανάληψης ροπών ανατροπής, ενώ η τέμνουσα παραλαμβάνεται κύρια από το διαγώνιο εφελκυστικό πεδίο που αναπτύσσεται στην πλάκα πλήρωσης μεταλυγισμικά. Αυτός ο συνολικός μηχανισμός ανάληψης φορτίων θα σχολιαστεί διεξοδικά στη συνέχεια και θα αποτελέσει τη βάση τεκμηρίωσης της πρότασης - στόχου της παρούσας εργασίας.

Η επιλογή των ΧΔΤ ως το βασικό σύστημα ανάληψης πλευρικών δράσεων σε κτιριακές κατασκευές παρουσιάζει μια γνήσια αύξουσα τάση, καθώς οι μελετητές μηχανικοί ολοένα και αναγνωρίζουν τα πλεονεκτήματα της επιλογής αυτής. Η χρήση τους έχει ωριμάσει σε σχέση με τις αρχικές εφαρμογές του όλου συστήματος, οι οποίες δεν λάμβαναν υπ' όψη τους τη μεταλυγισμική αντοχή παρά μόνο την ελαστική απόκριση και την πλαστική διατμητική συμπεριφορά πλάκας. Αυτό είχε σαν τυπικό αποτέλεσμα την εφαρμογή πλακών πλήρωσης σχετικά μεγάλου πάχους. Σαν συνέπεια, ναι μεν θα οδηγούσε σε μια πιο δύσκαμπτη κατασκευή (μειώνοντας έτσι τις απαιτήσεις μετατοπίσεων σε περίπτωση σεισμού), αλλά θα εισήγαγε σχετικά μεγάλες δυνάμεις στα μέλη του περιβάλλοντος πλαισίου, το οποίο θα έπρεπε να σχεδιαστεί με βάση τις επιπρόσθετες αυτές δράσεις.

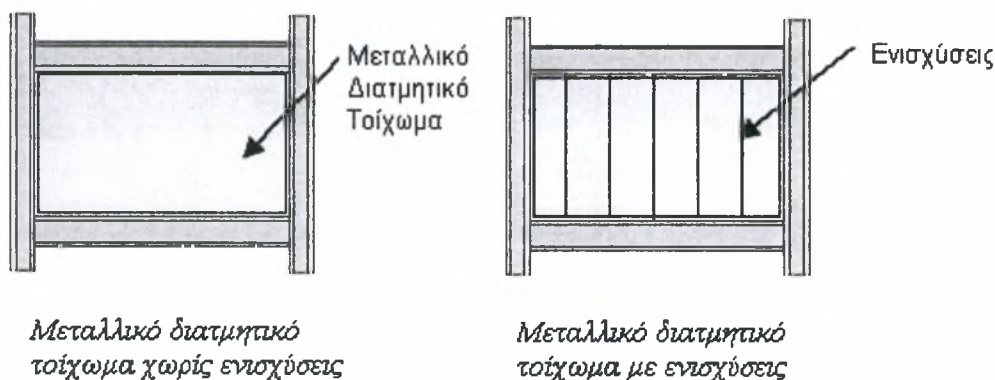
Γενικότερα όμως, το περιβάλλον πλαίσιο ενός συστήματος ΧΔΤ

μπορεί να διαθέτει είτε απλές συνδέσεις δοκών - υποστυλωμάτων (ονομαστικά αρθρωτές) είτε δύσκαμπτες, ενώ τα τοιχώματα δύνανται να είναι ενισχυμένα ή μη, ανάλογα με τη φιλοσοφία σχεδιασμού τους. Σε οποιαδήποτε πάντως περίπτωση, όπως θα δειχθεί σε ότι ακολουθεί, τα ΧΔΤ διαθέτουν μεγάλη ολκιμότητα, ικανή ανθεκτικότητα υπό ανακυκλιζόμενα φορτία, υψηλή αρχική δυσκαμψία, ικανή υπεραντοχή και σημαντική ικανότητα απορρόφησης ενέργειας. Επιπρόσθετα δε, το μικρό ίδιο βάρος ενός ΧΔΤ μειώνει τα φορτία βαρύτητας αλλά και τα σεισμικά φορτία που μεταβιβάζονται στις θεμελιώσεις, με ευνοϊκό οικονομικό αντίκτυπο στο κόστος της όλης κατασκευής.

Στη διεθνή πρακτική υφίστανται τρία διαφορετικά είδη μεταλλικών διατμητικών τοιχωμάτων, σύμφωνα με το Σχήμα 1.1 (τα σύμμεικτα δεν απεικονίζονται, καθώς δεν αποτελούν μέρος του αντικειμένου της Εργασίας):

- Μη ενισχυμένα (ως προς τη δυσκαμψία, unstiffened)
- Ενισχυμένα (ως προς τη δυσκαμψία, stiffened)
- Σύμμεικτα (με σκυρόδεμα)

Το πρώτο είδος χρησιμοποιείται ευρύτατα στη Βόρειο Αμερική, ενώ το δεύτερο στην Ιαπωνία.



Σχήμα 1.1. Τύποι ΧΔΤ

Αναλυτικότερα, τα πλεονεκτήματα των μεταλλικών διατμητικών τοιχωμάτων είναι^[6,7]:

- Προσδίδουν ολκιμότητα και μεγάλη ικανότητα απόσβεσης ενέργειας. Έτσι είναι αποτελεσματικά συστήματα αντίστα-

σης στα πλευρικά φορτία.

- Έχουν μεγάλη δυσκαμψία, άρα είναι αποτελεσματικά στη μείωση του εύρους των δομικών παραμορφώσεων.
- Συντελούν στην μείωση του κόστους και του χρόνου ανέγερσης μιας κατασκευής.
- Συγκριτικά με τα διατμητικά τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα, τα μεταλλικά διατμητικά τοιχώματα είναι πιο ελαφριά, με συνέπεια τη μείωση του βάρους που φέρουν τα θεμέλια και τα υποστυλώματα, όπως επίσης και του σεισμικού φορτίου, καθώς μειώνεται η μάζα της κατασκευής.
- Από αρχιτεκτονική άποψη, καταλαμβάνουν λιγότερο χώρο σε σχέση με τα διατμητικά τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα πράγμα που σημαίνει αύξηση του εκμεταλλεύσιμου χώρου.
- Είναι πιο πρακτικά και αποτελεσματικά για περιοχές με ψυχρό κλίμα όπου η κατασκευή με σκυρόδεμα μπορεί να μην είναι οικονομική κάτω από χαμηλές θερμοκρασίες.
- Είναι πιο εύκολη η κατασκευή τους όταν χρησιμοποιούνται για βελτίωση της συμπεριφοράς υφιστάμενων κατασκευών σε σεισμό, σε σύγκριση με τα διατμητικά τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα.
- Η συμπεριφορά των μεταλλικών διατμητικών τοιχωμάτων μπορεί να γίνει ακόμα πιο αποτελεσματική με τη χρήση εγκάρσιων ενισχύσεων.

Πλην όμως, τα ΧΔΤ έχουν επίσης κάποια μειονεκτήματα, τα οποία αποκλείουν τη χρήση τους σε κάποιες περιπτώσεις. Αυτά θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη όταν κρίνεται η καταλληλότητα τους για μια κατασκευή και αναφέρονται σε ότι αφορά^[2]:

- Πιθανά προβλήματα λόγω ταλαντώσεων, ειδικά αν τα μεταλλικά τοιχώματα περικλείουν ανελκυστήρα

- Γενικά απαιτείται κάποια προστασία τους έναντι πυρκαγιάς, κοινό πρόβλημα των χαλύβδινων εν γένει κατασκευών.

Αναλυτικότερα, και σε άμεση σύνδεση με τα προαναφερθέντα πλεονεκτήματα των ΧΔΤ, ισχύουν και τα ακόλουθα:

- Το σύστημα, εφόσον σχεδιαστεί με προσοχή και οι λεπτομέρειες συνδέσεων υλοποιηθούν σύμφωνα με τους κανόνες τεχνικής, είναι ιδιαίτερα όλκιμο και διαθέτει σχετικά αυξημένη δυνατότητα απορρόφησης ενέργειας. Σαν αποτέλεσμα, τα ΧΔΤ είναι αποτελεσματικά και οικονομικά συστήματα ανάλληψης πλευρικών δράσεων.
- Τα ΧΔΤ διαθέτουν σχετικά υψηλή αρχική δυσκαμψία, οπότε είναι ιδιαίτερα αποτελεσματικά στη μείωση των σχετικών μεταξύ ορόφων πλευρικών μετατοπίσεων.
- Κάνοντας χρήση εργοστασιακών συγκολλήσεων και κοχλιώσεων στον τόπο του έργου, επιτυγχάνεται επιτάχυνση του χρόνου ανέγερσης καθώς και μείωση του κόστους κατασκευής.
- Συγκρινόμενα με τα διατμητικά τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα, τα ΧΔΤ είναι πολύ ελαφρότερα, με αποτέλεσμα τα υποστυλώματα και τα θεμέλια της κατασκευής να αναλαμβάνουν μικρότερο βάρος, ενώ παράλληλα μειώνεται και το σεισμικό φορτίο, λόγω ελάττωσης της μάζας της κατασκευής.
- Σε σύγκριση με τα αντίστοιχα από οπλισμένο σκυρόδεμα, τα ΧΔΤ έχουν μικρότερο πάχος για τις ίδιες συνθήκες φόρτισης, άρα καταλαμβάνουν μικρότερο χώρο. Ιδιαίτερα σε ψηλά κτήρια, το απαιτούμενο πάχος διατμητικών τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα, είναι αρκετά μεγάλο, οπότε μειώνεται δραματικά η ωφέλιμη επιφάνεια κάτοψης αυτών των ορόφων.
- Σε περιπτώσεις ενίσχυσης και αποκατάστασης κτηρίων τα

ΧΔΤ κατασκευάζονται ταχύτερα από αυτά από οπλισμένο σκυρόδεμα.

- Τα ΧΔΤ πλεονεκτούν των παραδοσιακών συστημάτων σε περιοχές με χαμηλές θερμοκρασίες, όπου η χρήση οπλισμένου σκυροδέματος είναι γενικά απαγορευτική, τόσο από πλευράς αντοχής όσο και οικονομίας.
- Σε ένα ΧΔΤ είναι δυνατή η παρουσία ανοιγμάτων. Ωστόσο θα πρέπει να πληρούνται κάποιοι κατασκευαστικοί κανόνες. Συγκεκριμένα θα πρέπει να ενισχύεται η περιοχή γύρω από το άνοιγμα. Σε ότι αφορά τα μη ενισχυμένα τοιχώματα, τα ανοίγματα θα πρέπει να βρίσκονται στο μέσο του ανοίγματος ή του ύψους του πλαισίου. Επιπρόσθετα, τόσο από πλευράς αισθητικής και λειτουργικότητας όσο και από πλευράς γενικότερης συμπεριφοράς, τα ενισχυμένα ΧΔΤ με ανοίγματα πλεονεκτούν των παραδοσιακών τρόπων ενίσχυσης (bracing).
- Η συμπεριφορά των χαλύβδινων διατμητικών τοιχωμάτων μπορεί να γίνει ακόμα πιο αποτελεσματική με τη χρήση εγκάρσιων ενισχύσεων. Αυτές συμβάλλουν στην αύξηση της δυσκαμψίας του τοιχώματος και στη μείωση της συμβολής των συνοριακών δοκών και στύλων σε δυσκαμψία και αντοχή.
- **Γενικά, είναι προτιμότερο η απαραίτητη αντοχή και δυσκαμψία να αποκτηθεί χρησιμοποιώντας ένα μη ενισχυμένο διατμητικό τοίχωμα παρά ένα ενισχυμένο, καθώς οι ενισχύσεις αυξάνουν το κόστος της κατασκευής.**

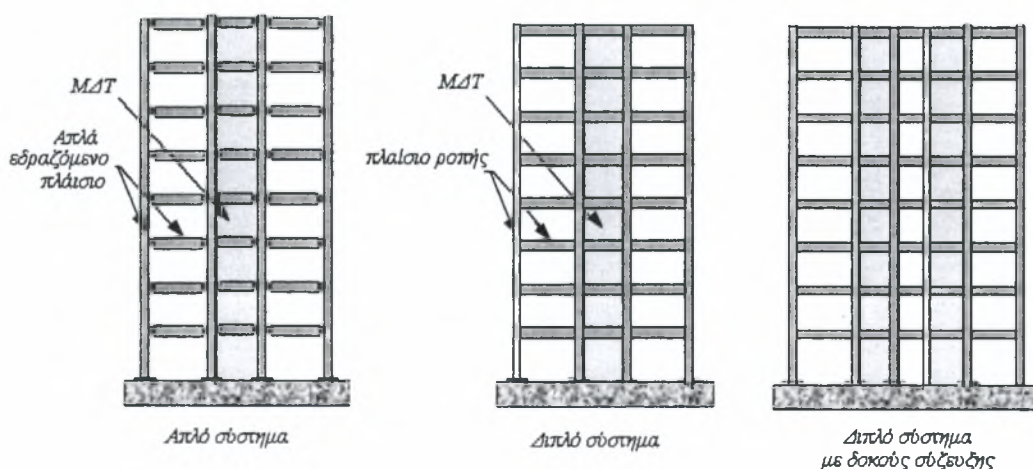
Τα συνήθη και ευρύτατα διαδεδομένα δομικά συστήματα ΧΔΤ, τα οποία εφαρμόζονται πλέον κατά κόρον για τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες, όπως στο Σχήμα 1.2:^[7]

α) Απλό (singular) σύστημα ΧΔΤ, όπου ένα χαλύβδινο διατμητικό τοίχωμα τίθεται στο εσωτερικό ενός πλαισίου βαρύτητας και **το τοίχωμα εί-**

ναι το **μοναδικό** δομικό στοιχείο το οποίο ανθίσταται την διατμητική δύναμη του ορόφου.

Β) Διπλό (dual) σύστημα ΧΔΤ, όπου το τοίχωμα είτε τίθεται στο εσωτερικό ενός πλαισίου ροπής (moment frame), είτε παράλληλα με αυτό. Σε αυτή την περίπτωση το πλαίσιο ροπής λειτουργεί σαν δευτερεύον (back-up) στο κύριο σύστημα ανάληψης πλευρικών φορτίων που είναι το τοίχωμα.

γ) Συζευγμένο σύστημα διατμητικών τοιχωμάτων, όπου μια δοκός σύζευξης, συνδέει δύο διαδοχικά ανοίγματα ΧΔΤ. Το πλαίσιο ή μέρος αυτού που περιέχει τα ΧΔΤ και τις δοκούς σύζευξης, αποτελεί πλαίσιο ροπής.



Σχήμα 1.2. Συστήματα Μεταλλικών (Χαλύβδινων) ΔΤ

Σε ότι αφορά τη σύνδεση του μεταλλικού διατμητικού τοιχώματος με την περιβάλλουσα μεταλλική κατασκευή, αυτή μπορεί να είναι συγκολλητή ή κοχλιωτή. Αν είναι συγκολλητή, θα πρέπει να μελετηθεί έτσι ώστε τα ελάσματα σύνδεσης και οι ραφές συγκόλλησης να είναι ικανές να φέρουν δύναμη ίση με την αναμενόμενη δύναμη της διατμητικής διαρροής του διατμητικού τοιχώματος. Αν η σύνδεση είναι κοχλιωτή, τότε οι κοχλίες θα πρέπει να αστοχούν λόγω ολίσθησης (όλκιμη συμπεριφορά) και να αντέχουν δύναμη ίση με την αναμενόμενη δύναμη της διατμητικής διαρροής του διατμητικού τοιχώματος. Ακόμα και όταν οι κοχλίες σχεδιαστούν να αστοχήσουν από ολίσθηση, αναμένεται ότι κατά τη διάρκεια της ανακυκλιζόμενης φόρτισης του τοιχώματος, θα ολισθήσουν προτού το εφελκυσμένο τμήμα διαρρεύσει. Όμως, μια τέτοια ολίσθηση θα εμ-

φανιστεί σε επίπεδο φορτίων αρκετά μεγαλύτερο από το επίπεδο φορτίων λειτουργίας και μάλιστα θα είναι χρήσιμη για τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφορά της κατασκευής.

B. Κυρίαρχες Μορφές Αστοχίας των ΧΔΤ

Με βάση τον ορισμό, την κατασκευαστική διαμόρφωση, τις χρήσεις και τις διαφοροποιήσεις σε συστήματα και εφαρμογές των ΧΔΤ, οι κυρίαρχες μορφές αστοχίας και ο σχετικός διαχωρισμός τους σε όλκιμη (επιθυμητή) ή ψαθυρή (μη επιθυμητή) μορφή έχουν ως εξής:^[7]

(1) Μορφές αστοχίας του χαλύβδινου τοιχώματος

- Ολίσθηση των κοχλιών (όλκιμη)
- Λυγισμός του χαλύβδινου τοιχώματος (όλκιμη)
- Διαρροή (πλαστικοποίηση) του χαλύβδινου τοιχώματος (όλκιμη)
- Θραύση του χαλύβδινου τοιχώματος (ψαθυρή)
- Θραύση των συνδέσεων του χαλύβδινου τοιχώματος με τα συνοριακά μέλη (δοκούς και στύλους) (ψαθυρή)

(2) Μορφές αστοχίας των άνω και κάτω συνοριακών δοκών

- Διαρροή λόγω τέμνουσας των άνω και κάτω συνοριακών δοκών (όλκιμη)
- Δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στις άνω ή/ και κάτω δοκούς (όλκιμη)
- Τοπικός λυγισμός στα πέλματα ή στον κορμό των δοκών αυτών (κατά κανόνα όλκιμη)
- Θραύση των συνδέσεων ροπής των δοκών σε διπλά συστήματα (ψαθυρή)
- Καθολικός ή στρεπτοκαμπτικός λυγισμός των δοκών (ψαθυρή)
- Θραύση των συνδέσεων τέμνουσας των δοκών (ψαθυρή)

(3) Μορφές αστοχίας των συνοριακών στύλων

- Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στην κορυφή και τη βάση

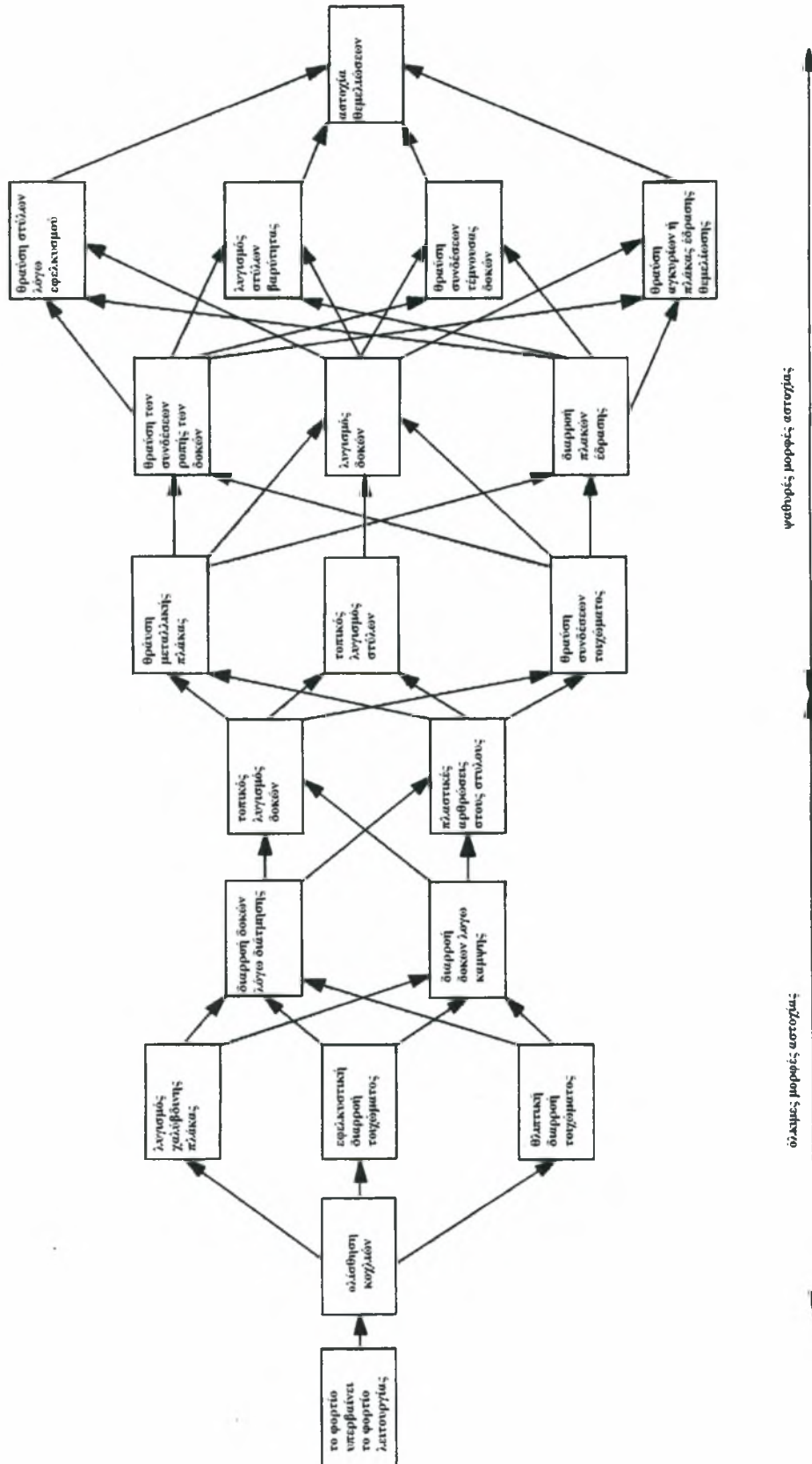
των στύλων (όλκιμη)

- Τοπικός λυγισμός των συνοριακών στύλων (κατά κανόνα όλκιμη)
- Καθολικός λυγισμός των συνοριακών δοκών (ανάλογα με τη λυγηρότητά τους) - συνήθως όλκιμη
- Θραύση λόγω εφελκυσμού των συνοριακών δοκών ή των ελασμάτων σύνδεσης (ψαθυρή)
- Διαρροή των πλακών έδρασης των συνοριακών στύλων σε περίπτωση ανύψωσης (uplift) (όλκιμη)
- Θραύση των αγκυρίων θεμελίωσης στις βάσεις των στύλων σε περίπτωση ανύψωσης (ψαθυρή)
- Θραύση των πλακών έδρασης των βάσεων λόγω κάμψης ή/και ανύψωσης (ψαθυρή)
- Αστοχία της θεμελίωσης του τοιχώματος (ψαθυρή)

Με σκοπό να αποκτηθεί μια επιθυμητή όλκιμη συμπεριφορά των ΧΔΤ, οι παραπάνω μορφές αστοχίας μπορούν να ταξινομηθούν με βάση την επιθυμητή αλληλουχία τους. Η ιεραρχική αυτή κατάταξη συντάχθηκε με τέτοιο τρόπο, ώστε οι όλκιμες μορφές αστοχίας του καθεαυτού τοιχώματος, το οποίο συνήθως δεν αποτελεί στοιχείο που παραλαμβάνει φορτία βαρύτητας, να εμφανίζονται πρώτες, ακολουθούμενες από τις όλκιμες μορφές αστοχίας των άνω και κάτω συνοριακών δοκών και κατόπιν από τις όλκιμες μορφές αστοχίας των συνοριακών στύλων. **Οι ψαθυρές μορφές αστοχίας ταξινομούνται ώστε γενικά να λαμβάνουν χώρα μετά τις όλκιμες. Μεταξύ δε των ψαθυρών μορφών επιθυμητό είναι να κυριαρχούν (προηγούνται) αυτές του τοιχώματος έναντι των αντίστοιχων των δοκών και των στύλων.**

Η ολίσθηση των περιμετρικών κοχλιών ή των ελασμάτων συγκόλλησης του τοιχώματος δε θα πρέπει να θεωρηθεί ως μία δευτερεύουσας σημασίας μορφή αστοχίας (που προκύπτει μετά από κάποιες άλλες κυρίαρχες). Στην πραγματικότητα, μια τέτοια ολίσθηση οδηγεί σε έναν μηχανισμό απορρόφησης ενέργειας μέσω τριβής και εισάγει κάποια ευεργετική “ημι-ακαμψία” (semi-rigidity) στην κατασκευή. Η ολίσθηση αυτή δε θα πρέπει να συμβαίνει από τα

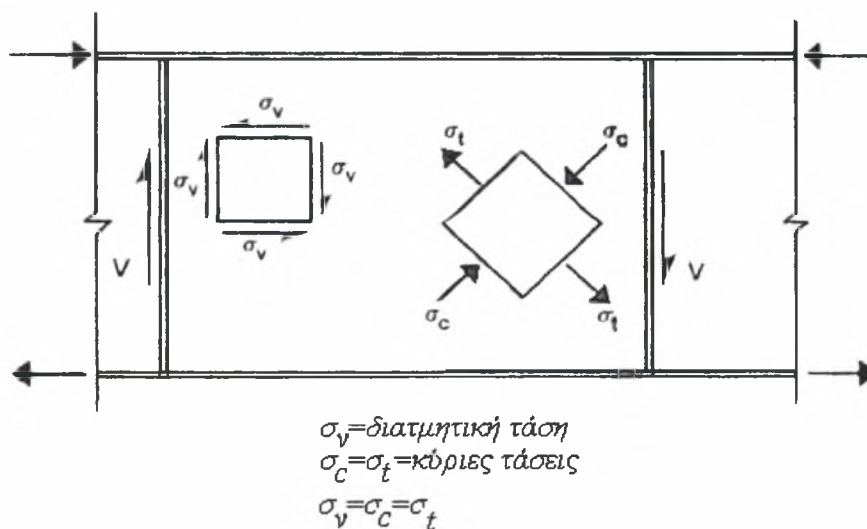
πλευρικά φορτία λειτουργίας. Πέραν αυτών ο λυγισμός της πλάκας του τοιχώματος σε λυγηρά διατμητικά τοιχώματα δεν φαίνεται να είναι ιδιαίτερα επιβλαβής και φαίνεται να έχει μικρή επιρροή πάνω στη μέγιστη διατμητική αντοχή και στη καθολική απόκριση του τοιχώματος. Αν ο λυγισμός του τοιχώματος, που θα έχει σαν αποτέλεσμα παραμορφώσεις εκτός επιπέδου, δημιουργεί προβλήματα λειτουργικότητας, τότε θα πρέπει να χρησιμοποιηθούν ενισχυμένα διατμητικά τοιχώματα, ώστε το φαινόμενο του λυγισμού να καθυστερήσει, σε βάρος πάντως της οικονομίας της κατασκευής. Η βέλτιστη μορφή αστοχίας σχετίζεται με τη διαρροή του διαγώνιου εφελκυστικού πεδίου και θεωρείται ως η πλέον κυρίαρχη μορφή για τον αντισεισμικό σχεδιασμό. Η θραύση λόγω εφελκυσμού ή ο λυγισμός λόγω θλίψης των συνοριακών στύλων θα πρέπει να αποφεύγεται κατά τον σχεδιασμό, καθώς τέτοιου είδους αστοχίες μπορεί να οδηγήσουν σε σοβαρές επιπτώσεις επί της ευστάθειας και σε πολύ μεγάλες δαπάνες για μετασεισμικές επισκευές. Το γράφημα της ιεραρχικής επιθυμητής αλληλουχίας των μορφών αστοχίας ΧΔΤ παρατίθεται στην επόμενη σελίδα.



**Γ. Μεταλυγισμική Συμπεριφορά Λεπτών Χαλύβδινων Πλακών
που υπόκεινται σε Διάτμηση**

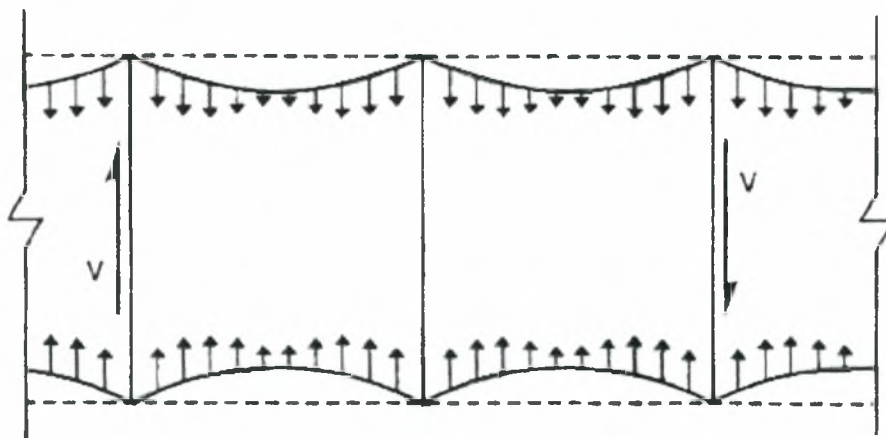
Όταν ένας φορέας υπόκειται σε θλιπτική φόρτιση, υπάρχουν δύο παράγοντες οι οποίοι καθορίζουν το φορτίο αστοχίας: ο πρώτος είναι το φορτίο το οποίο προκαλεί σε κάποια διατομή σημειακή υπέρβαση του ελαστικού ορίου του υλικού και ο δεύτερος είναι το φορτίο το οποίο προκαλεί αστάθεια στον φορέα. Οι επίπεδοι φορείς με μικρό πάχος όταν υποβάλλονται σε θλίψη, εμφανίζουν λυγισμό πριν προλάβουν οι τάσεις να φτάσουν το όριο διαρροής του υλικού. Αυτό σημαίνει ότι η ευστάθεια είναι ένα σημαντικό κομμάτι στον σχεδιασμό λεπτότοιχων τοιχωμάτων.^[9]

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.3, πριν από τον λυγισμό, καθώς στο τοίχωμα ασκείται μία διατμητική δύναμη V , αυτό υποβάλλεται σε καθαρή διάτμηση και αναπτύσσει μηχανισμούς αντίστασης στη φόρτιση που αναφέρονται ως “beam-action” - δράση δοκού, ενώ οι διατμητικές τάσεις σε ένα οποιοδήποτε στοιχείο ισούνται με σ_v . Επειδή αυτή είναι μια κατάσταση καθαρής διάτμησης, οι διατμητικές τάσεις είναι ισοδύναμες με δύο κύριες τάσεις, μια θλιπτική και μια εφελκυστική, οι οποίες αναπτύσσονται υπό γωνία 45° σε σχέση με τις διατμητικές τάσεις. Καθώς η φόρτιση V αυξάνει, οι διατμητικές τάσεις συνεχώς αυξάνονται μέχρι να υπάρξει υπέρβαση της διατμητικής αντοχής του τοιχώματος. Σε αυτό το σημείο το τοίχωμα λυγίζει.

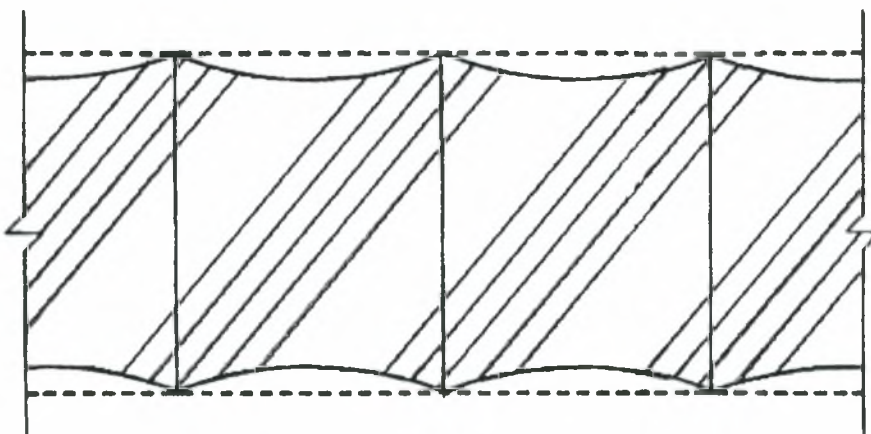


Σχήμα 1.3. Μηχανισμός μεταφοράς της διάτμησης πριν τον λυγισμό

Μετά τον λυγισμό, ο μηχανισμός αντίστασης που αναπτύσσει το τοίχωμα διαφοροποιείται. Οι κύριες θλιπτικές τάσεις δεν αυξάνονται περισσότερο, ενώ οι κύριες εφελκυστικές αυξάνονται καθώς αυξάνεται το φορτίο και μετά τον λυγισμό και περιορίζονται μόνο όταν το υλικό φτάσει στη διαρροή. Δημιουργούνται πτυχές στην επιφάνεια του υλικού στην κατεύθυνση του εφελκυσμού, οι οποίες έχουν την τάση να σταθεροποιήσουν το τοίχωμα δίνοντάς του σημαντική μεταλυγισμική αντοχή. Αυτός ο μηχανισμός μετάδοσης της διάτμησης αναφέρεται ως “δράση του εφελκυστικού πεδίου” (tension-field action). Πέρα από τις κύριες τάσεις που δρουν στο τοίχωμα υπάρχουν και δευτερεύουσες τάσεις οι οποίες εμφανίζονται μετά τον λυγισμό. Καθώς αναπτύσσεται το εφελκυστικό πεδίο στο τοίχωμα, η ισορροπία διατηρείται με τη μεταφορά τάσεων από το εφελκυστικό πεδίο στα συνοριακά μέλη του τοιχώματος. Επειδή οι δυνάμεις του εφελκυστικού πεδίου δημιουργούν επιπρόσθετες αντιδράσεις στα συνοριακά μέλη του τοιχώματος, θα δημιουργηθεί ομοιόμορφο εφελκυστικό πεδίο μόνο αν τα συνοριακά μέλη του τοιχώματος είναι αρκούντως δύσκαμπτα, ώστε να αναλάβουν πλήρως τις δυνάμεις αυτές, προκειμένου να χρησιμοποιηθεί πλήρως η δράση του εφελκυστικού πεδίου. Οι κάθετες συνιστώσες των τάσεων του τοιχώματος επιδρούν πάνω στα οριζόντια συνοριακά στοιχεία. Αν τα στοιχεία αυτά δεν είναι αρκετά δύσκαμπτα για να αντισταθούν σε αυτές τις δυνάμεις, κάμπτονται προς το εσωτερικό του τοιχώματος. Αποτέλεσμα αυτού θα είναι η ανακατανομή των δυνάμεων του εφελκυστικού πεδίου. Καθώς αυξάνεται η φόρτιση, η γωνία του εφελκυστικού πεδίου μεταβάλλεται, προκειμένου να δώσει τη δυνατότητα στο τοίχωμα να φέρει τη μέγιστη διάτμηση που μπορεί. Η βέλτιστη γωνία, εκείνη των 45° , η οποία βασίζεται στην κλίση των κυρίων τάσεων σε καθαρή διάτμηση, επιτυγχάνεται σπάνια, εξ αιτίας της δυσκολίας να υπάρξουν απείρως δύσκαμπτα συνοριακά μέλη. Έτσι, η μεταλυγισμική αντοχή ενός ΧΔΤ είναι σε κάποιο βαθμό μικρότερη από τη θεωρητική μέγιστη. Η όλη εξέλιξη της μεταλυγισμικής απόκρισης του συστήματος χαλύβδινης πλάκας - συνοριακών μελών απεικονίζεται γραφικά στα Σχήματα 1.4 και 1.5.



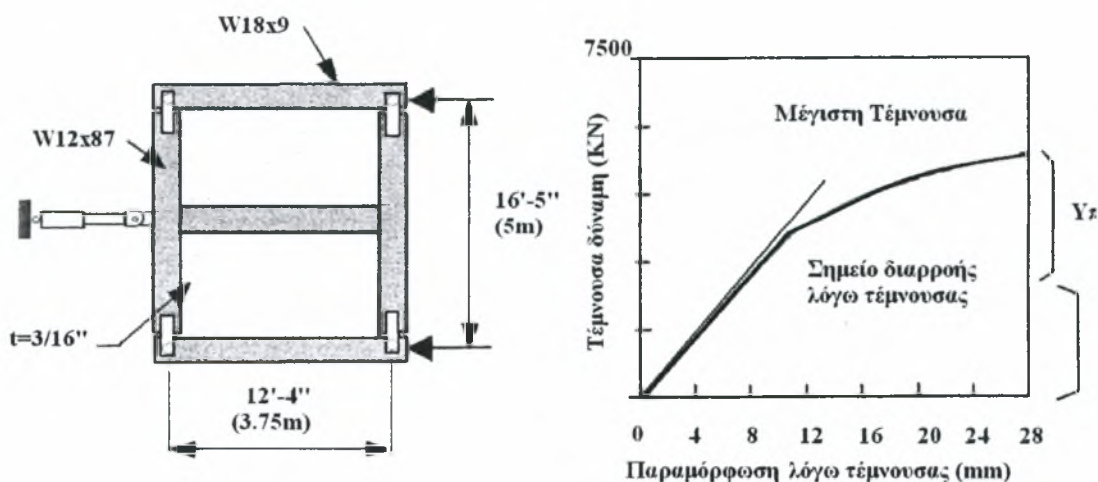
Σχήμα 1.4. Επίδραση των κάθετων συνιστωσών στα οριζόντια στοιχεία



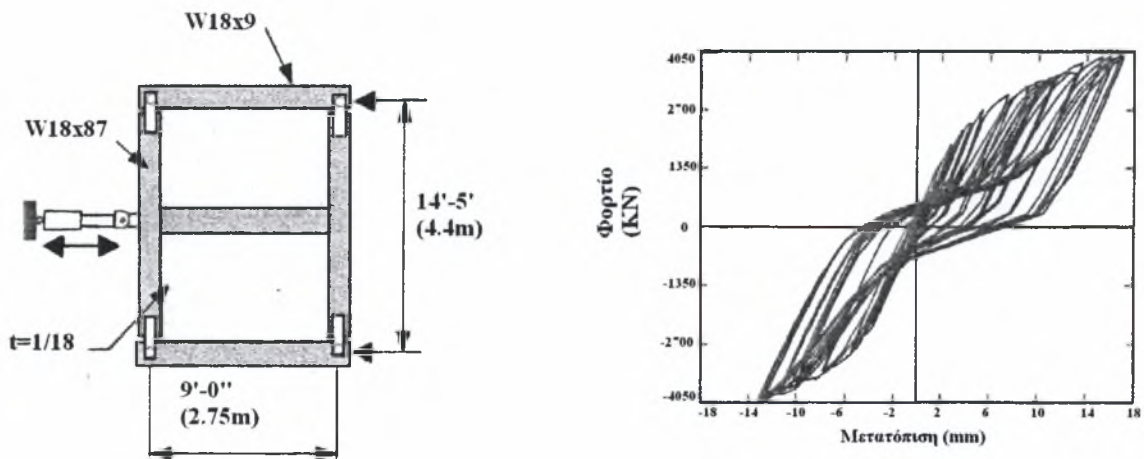
Σχήμα 1.5. Ανακατανομή του εφελκυστικού πεδίου λόγω παραμόρφωσης οριζόντιων στοιχείων

Ο πρώτος που παρουσίασε μια θεωρία, που αναφερόταν στη μεταλυγισμική αντοχή που αναπτύσσουν λεπτά τοιχώματα λόγω διατμητικής φόρτισης, ήταν ο Wagner το 1931. Έδειξε ότι δημιουργείται διαγώνιο εφελκυστικό πεδίο μετά το λυγισμό σε λεπτά τοιχώματα από αλουμίνιο, τα οποία υποβάλλονται σε διάτμηση και περιβάλλονται από δύσκαμπτα μέλη. Ο Wagner θεώρησε ένα τοίχωμα, στο οποίο αναπτύσσεται εφελκυστικό πεδίο, και αναπαράστησε φυσικά τη δράση του με λωρίδες μοναδιαίου πλάτους υπό γωνία, στις οποίες ασκείται τάση σ_v . Ανέπτυξε τη θεωρία του “αμιγούς” εφελκυστικού πεδίου (“pure” tension field theory), βάσει της οποίας το εφελκυστικό πεδίο που δημιουργείται σε λεπτά τοιχώματα που περιβάλλονται από δύσκαμπτα μέλη είναι ο

πρωταρχικός μηχανισμός αντίστασης στη διάτμηση. Οι Kuhn κ.α. το 1952 πρότειναν την “ατελή” θεωρία του εφελκυστικού πεδίου (“incomplete” diagonal tension field theory), η οποία αξιώνει ότι η διατμητική ικανότητα (shear capacity) ενός τοιχώματος είναι ένας συνδυασμός της καθαρής διάτμησης και του εφελκυστικού πεδίου. Ακολουθώντας την έρευνα των Wagner και Kuhn, ο Basler το 1961 ανέπτυξε ένα μοντέλο σύμφωνα με την “ατελή” θεωρία του εφελκυστικού πεδίου προκειμένου να προβλέψει την διατμητική ικανότητα υψίκορμων χαλύβδινων δοκών (steel plate girders), οι οποίες είχαν και ενισχύσεις. Παρόλα αυτά μέχρι το 1980 ένα διατμητικό τοίχωμα θεωρούνταν ότι αστοχούσε όταν λυγίζε. Προκειμένου να αποφύγουν τον λυγισμό οι μηχανικοί σχεδίαζαν τα διατμητικά τοιχώματα με πολύ ενισχυμένο τοίχωμα. Η μεταλυγισμική αντοχή και τα χαρακτηριστικά των μεταλλικών διατμητικών τοιχωμάτων για να αντισταθούν στα πλευρικά φορτία περιγράφηκαν αναλυτικά από τους Thorburn κ.α. το 1983 και αποδείχθηκαν πειραματικά από τους Timler και Kulak^[11] το ίδιο έτος. Οι τελευταίοι διεξήγαγαν πειράματα μονοτονικής και ανακυκλιζόμενης φόρτισης μη ενισχυμένων μεταλλικών διατμητικών τοιχωμάτων στο Πανεπιστήμιο Alberta στον Καναδά. Στο Σχήμα 1.6 φαίνεται η πειραματική διάταξη-μοντέλο και το διάγραμμα μετατόπισης-φορτίου του πειράματος στατικής μονοτονικής φόρτισης, ενώ στο Σχήμα 1.7 το μοντέλο πειράματος για ανακυκλιζόμενη φόρτιση και η υστερητική του απόκριση.



Σχήμα 1.6. Πειραματική διάταξη και διάγραμμα μετατόπισης-φορτίου για μονοτονική φόρτιση



Σχήμα 1.7. Πειραματική διάταξη και υστερητική απόκριση για ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Δ. Προσομοιώματα (Μοντέλα) Ανάλυσης των ΧΔΤ και Προσεγγιστικές Μέθοδοι Υπολογισμού τους

Ενώ έρευνες παλαιότερων ετών έδειξαν ότι η συμπεριφορά των ΧΔΤ μπορεί να προβλεφθεί επαρκώς με μη ελαστική ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων, πιο έγκυρες εκτιμήσεις μπορούν να αποκτηθούν αν τα ΧΔΤ προσομοιωθούν με μεγάλο αριθμό επιφανειακών στοιχείων (shell elements, Elgaaly κ.α. 1993), τα οποία παρέχουν επαρκώς τα χαρακτηριστικά του υλικού και τις γεωμετρικές μη γραμμικότητες. Όλα αυτά οδήγησαν στη δημιουργία χρονοβόρων και δύσχρηστων μοντέλων, τα οποία ενώ είναι κατάλληλα για ερευνητικούς σκοπούς, δεν είναι κατάλληλα για πρακτικές εφαρμογές. Η χρήση, όμως, πιο απλών πεπερασμένων στοιχείων, έχει ως αποτέλεσμα τη δημιουργία μοντέλων, τα οποία δεν παρέχουν αξιόπιστες εκτιμήσεις. Πιο συγκεκριμένα, τα μοντέλα τα οποία χρησιμοποιούν τα συνηθισμένα στοιχεία (“standard” shell elements, ελαστικά και ισότροπα) δεν παρέχουν σημαντικές πληροφορίες, επειδή δεν λαμβάνουν υπόψη τους τις κάθετες δυνάμεις στα συνοριακά μέλη. Επειδή τα μη ενισχυμένα ΧΔΤ, που χρησιμοποιούνται συνήθως, λυγίζουν για μικρές τιμές φορτίου και η δράση του εφελκυσμένου πεδίου αναπτύσσεται πριν τη διαρροή, η προ - λυγισμική δυσκαμψία, η οποία υπολογίζεται με ελαστικά, ισότροπα στοιχεία κελύφους (shell elements) αποτελεί μια υπερεκτίμηση της πραγματικής απόκρισης. Η ελαστική ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία μπορεί επίσης

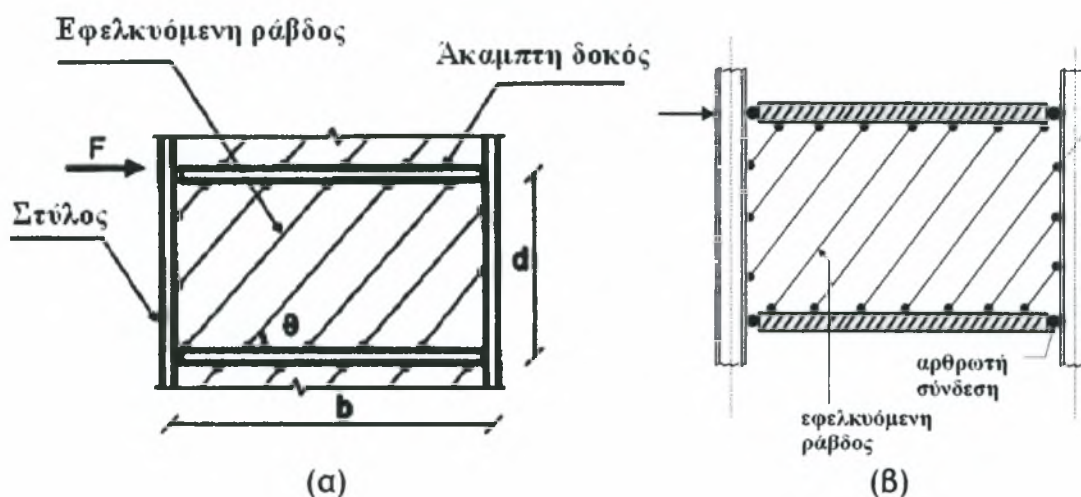
να θεωρήσει ότι το μεταλλικό τοίχωμα παραλαμβάνει και φορτία βαρύτητας, πράγμα που δεν ανταποκρίνεται στην πραγματικότητα^[16].

Έτσι, καθώς η χρήση των ΧΔΤ συνεχίζει να εξαπλώνεται, είναι επιτακτική ανάγκη εύρεσης απλών και άμεσα αντιληπτών μοντέλων για την προσομοίωση της συμπεριφοράς τους, τα οποία θα παρέχουν ικανοποιητικά αποτελέσματα. Σε ότι ακολουθεί παρατίθεται εκτενής αναφορά στα σπουδαιότερα μοντέλα προσομοίωσης ΧΔΤ.

(1) Μέθοδοι λωρίδων

- Μέθοδος λωρίδων σταθερής κλίσης^[5,12,14]

Ένα πρακτικό εργαλείο για την ανάλυση των ΧΔΤ είναι το μοντέλο λωρίδων, το οποίο αρχικά προτάθηκε από τον Thorburn (1983) και ερεύνησαν περαιτέρω οι Timler και Kulak. Το μοντέλο αυτό αποτιμά τη διατμητική αντοχή των λεπτότοιχων μη ενισχυμένων ΧΔΤ, θεωρώντας τα ως σύνολο κεκλιμένων λωρίδων, ικανών να μεταφέρουν μόνο εφελκυστικές δυνάμεις και προσανατολισμένων κατά τη διεύθυνση των κυρίων τάσεων του τοιχώματος, όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 1.8.



Σχήμα 1.8. Μέθοδος λωρίδων σταθερής κλίσης

Κάθε λωρίδα αντιστοιχείται μέσω του μοντέλου αυτού σε μια επιφάνεια ίση με το γινόμενο του πλάτους επί το πάχος του τοιχώματος. Στο Σχήμα 1.8 φαίνεται η αναπαράσταση μέσω του μοντέλου των λωρίδων ενός τυ-

πικού ΧΔΤ για τις ακόλουθες περιπτώσεις: (α) για άκαμπτη σύνδεση δοκού-στύλου και (β) για αρθρωτή σύνδεση δοκού-στύλου.

Οι Timler και Kulak υπολόγισαν τη γωνία των λωρίδων με την κατακόρυφο ($\alpha=90-\theta$) η οποία προέρχεται από εφαρμογή της αρχής των δυνατών έργων και είναι:

$$\tan^4 \alpha = \frac{\frac{2}{tL} + \frac{1}{A_c}}{\frac{2}{tL} + \frac{2h}{A_b L} + \frac{h^4}{180I_f L^2}} \quad (1.1)$$

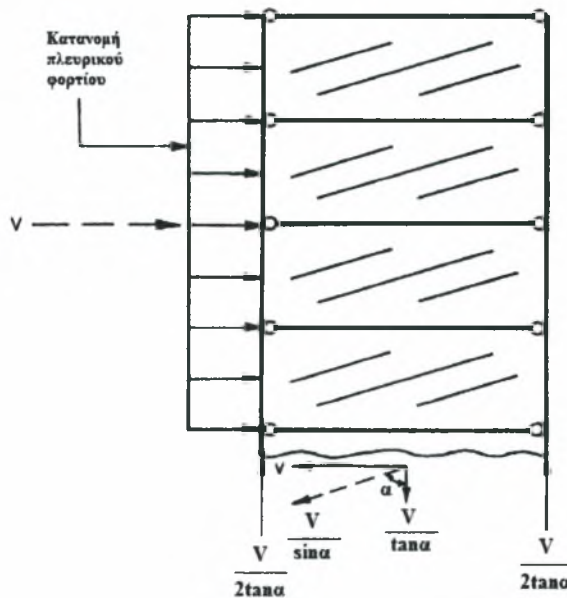
όπου t είναι το πάχος του τοιχώματος, L είναι το πλάτος του τοιχώματος, h είναι το ύψος του τοιχώματος, I_f είναι η ροπή αδράνειας του στύλου και A_c , A_b είναι η επιφάνεια της διατομής του στύλου και της δοκού αντίστοιχα.

Ο πρώτος που εξήγαγε κάποια σχέση για τον υπολογισμό της γωνίας του εφελκυστικού πεδίου ήταν ο Wagner, μελετώντας μεταλλικές δοκούς από αλουμίνιο (aluminium sheet metal girders). Αργότερα οι Thorburn κ.α. συσχέτισαν τις συνοριακές συνθήκες της δοκού που μελετήθηκε από τον Wagner με αυτές ενός διατμητικού τοιχώματος και παρατήρησαν ότι δεν υπήρχε διαφορά με την εξίσωση που υπολόγισε ο Wagner. Συγκεκριμένα, στην έκφραση του έργου λαμβάνονταν υπόψη μόνο το έργο που παρήγαγαν οι αξονικές δυνάμεις λόγω του εφελκυσμένου πεδίου. Το έργο που παρήγαγαν οι θλιπτικές δυνάμεις, θεωρούνταν αμελητέο.

Η περαιτέρω έρευνα έδειξε ότι προκειμένου να υπολογιστεί η γωνία του εφελκυστικού πεδίου ακόμη ένας παράγοντας έπρεπε να ληφθεί υπόψη. Αυτός ήταν η καμπτική παραμόρφωση των στύλων. Έτσι, περιλαμβάνοντας και αυτόν τον παράγοντα, επανεπιχειρήθηκε η εξαγωγή της εξίσωσης από τους Timler και Kulak. Η διαδικασία που ακολούθησαν ήταν η εξής:^[11]

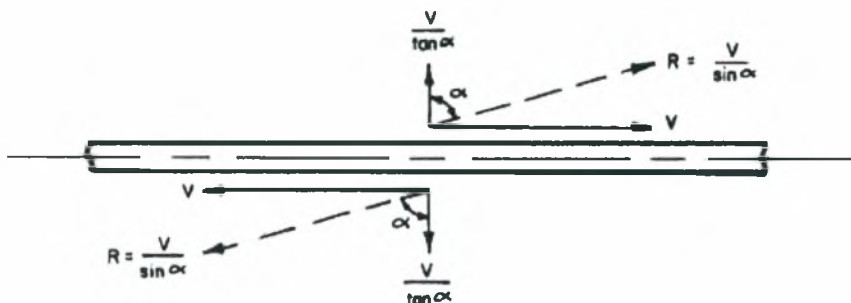
Θεωρούμε το διάγραμμα ελευθέρου σώματος ενός συστήματος μεταλλικών διατμητικών τοιχωμάτων, που υποβάλλεται σε πλευρικά φορτία. Η διάτμηση θεωρείται ότι λαμβάνεται μόνο από το τοίχωμα. Στο Σχήμα 1.9 που ακολουθεί φαίνεται το διάγραμμα ελευθέρου σώματος και οι συνιστώσες

της δύναμης V . Η γωνία α είναι η γωνία του εφελκυστικού πεδίου. Επιπλέον θεωρείται ότι το εφελκυστικό πεδίο είναι ομοιόμορφο. Η κάθετη συνιστώσα του εφελκυστικού πεδίου μοιράζεται εξ ίσου στα δύο υποστυλώματα.



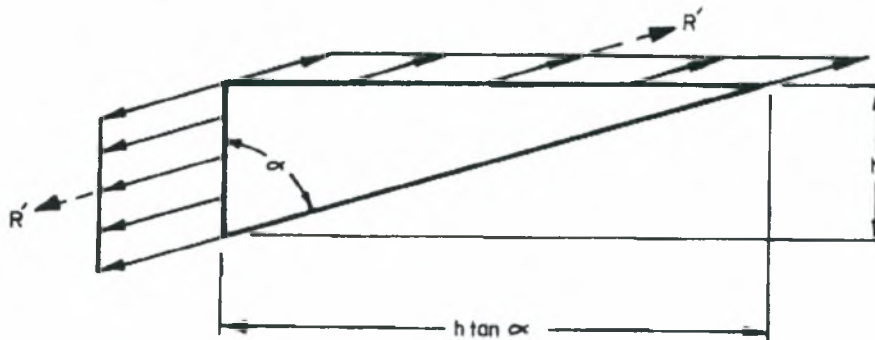
Σχήμα 1.9. Δυνάμεις που ασκούνται στο ΧΔΤ

Σε μια οποιαδήποτε εσωτερική δοκό, επειδή θεωρήθηκε ότι το εφελκυστικό πεδίο είναι ομοιόμορφο, οι δυνάμεις θα είναι αυτές που φαίνονται στο Σχήμα 1.10:



Σχήμα 1.10. Δυνάμεις που ασκούνται στη περιβάλλουσα δοκό

ενώ οι δυνάμεις που ασκούνται πάνω στο τοίχωμα θα είναι σύμφωνα με το Σχήμα 1.11, ενώ ο έργο που παράγουν οι θλιπτικές δυνάμεις θεωρείται αμελητέο.



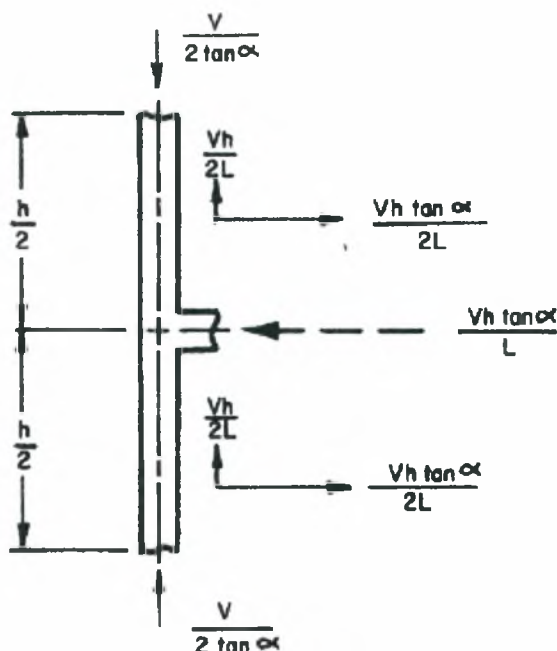
Σχήμα 1.11. Δυνάμεις που ασκούνται στο τοίχωμα

Η δύναμη που ασκείται πάνω στο τοίχωμα στην οριζόντια διεύθυνση είναι:

$$R' = \frac{V}{L \sin a} (h \tan a) = \frac{Vh}{L \cos a} \quad (1.2)$$

Η δύναμη R' ασκείται και στον στύλο. Η οριζόντια συνιστώσα της είναι $R' \sin a = Vh \tan a / L$ και η κάθετη συνιστώσα της είναι $R' \cos a = Vh / L$.

Στο Σχήμα 1.12 φαίνεται το διάγραμμα ελευθέρου σώματος του αριστερού στύλου. Εκτείνεται από το μέσο του ενός ορόφου στο μέσο του επόμενου.



Σχήμα 1.12. Δυνάμεις που ασκούνται στον αριστερό στύλο

Τέλος, υπολογίζεται η καμπτική επιρροή της οριζόντιας συνιστώσας του εφελκυστικού πεδίου στον στύλο. Ο στύλος θεωρείται αμφίπακτος (fixed-ended) και οι ροπές θα είναι στα άκρα ίσες με $Vh^2 \tan a / 12L$ και στο μέσο ίσες με $Vh^2 \tan a / 24L$.

Για ένα μεταλλικό διατμητικό τοίχωμα το συνολικό έργο θα είναι ίσο με:

$$W_{\text{tot}} = W_{\text{τοίχωμα}} + W_{\text{δοκού}} + W_{\text{στύλου}} \quad (1.3)$$

Το έργο του στύλου αποτελείται από δύο παράγοντες την καμπτική και την αξονική παραμόρφωση. Το έργο για την αξονική παραμόρφωση και των δύο στύλων που περιβάλλουν το τοίχωμα είναι:

$$W_{\text{στ, αξονικά}} = \frac{V^2 h}{4A_c E \tan^2 a} \quad (1.4)$$

Για τον υπολογισμό του έργου λόγω καμπτικής παραμόρφωσης χρησιμοποιείται η έκφραση:

$$W = \int_L \frac{M^2}{2EI} dx \quad (1.5)$$

Η κατανομή της ροπής είναι παραβολική και δίνεται από τη σχέση:

$$M = \frac{z}{12}(6hx - h^2 - 6x^2) \quad (1.6)$$

όπου $z = V \tan a / L$

Άρα το έργο είναι:

$$W_{\text{στ.καμπτικά}} = \frac{V^2 h^5 \tan^2 a}{720 E I_c L^2} \quad (1.7)$$

Κατά συνέπεια, το συνολικό έργο θα δίνεται από την έκφραση:

$$W_{\text{tot}} = \frac{V^2 h}{2 E t L \cos^2 a \sin^2 a} + \frac{V^2 h^2 \tan^2 a}{2 A_b E L} + \frac{V^2 h}{2 A_c E \tan^2 a} + \frac{V^2 h^5 \tan^2 a}{720 E I_c L^2} \quad (1.8)$$

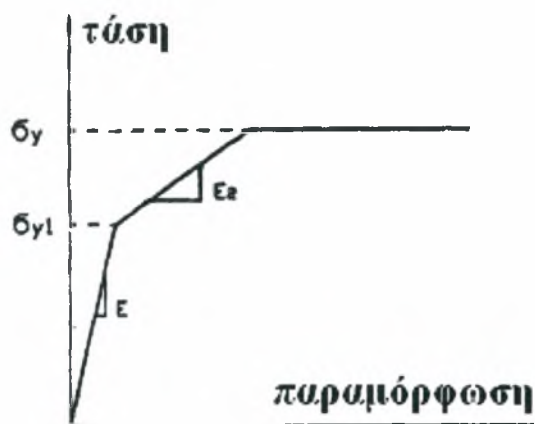
Αν θέσουμε την παραπάνω εξίσωση ίση με το μηδέν και πάρουμε την πρώτη παράγωγο ως προς τη γωνία a έχουμε την εξίσωση (1.1):

$$\tan^4 a = \frac{\frac{2}{tL} + \frac{1}{A_c}}{\frac{2}{tL} + \frac{2h}{A_b L} + \frac{h^4}{180 I_c L^2}}$$

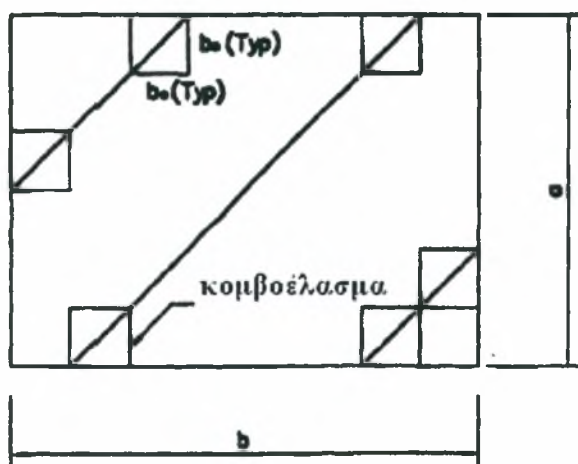
Η ακρίβεια του μοντέλου λωρίδων σταθερής κλίσης έχει επαληθευτεί μέσω συγκρίσεων των αποτελεσμάτων του με πειράματα. Έχει αποδειχτεί ότι μπορεί να προβλέψει ικανοποιητικά την αρχική δυσκαμψία πριν τη διαρροή και τις δυνάμεις στα συνοριακά μέλη. Επιπλέον, έρευνες έδειξαν ότι ο αριθμός των λωρίδων που χρειάζεται το λιγότερο για κάθε τοίχωμα είναι δέκα, προκειμένου να εξασφαλιστεί η ακρίβεια των αποτελεσμάτων και παρατηρήθηκε ότι αν αυξηθεί ο αριθμός των λωρίδων η διαφορά σε ότι αφορά την ακρίβεια δε θα είναι πολύ μεγάλη.

Μια παραλλαγή του μοντέλου των λωρίδων σταθερής κλίσης παρουσιάστηκε από τους Elgaaly κ.α.^[3,4], σύμφωνα με την οποία τα τοιχώματα αντικαθίστανται με ισοδύναμα στοιχεία δικτυώματος όπως και προηγουμένως. Για απλούστευση της ανάλυσης και επειδή το θεωρούμενο τοίχωμα είναι

λεπτό συγκρινόμενο με τη δυσκαμψία των συνοριακών δοκών και στύλων, η γωνία κλίσης των διαγώνιων στοιχείων θεωρείται ίση με 45° , ενώ προϋποθέτει ότι η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων που τα διέπει είναι ελαστική, ελαστοπλαστική και ιδεατά πλαστική όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.13. Στο Σχήμα αυτό η πρώτη κεκλιμένη γραμμή αντιπροσωπεύει την ελαστική απόκριση, ενώ η δεύτερη μια μειωμένη δυσκαμψία λόγω μερικής διαρροής, οι τιμές δε των σ_{y1} και E_2 υπολογίζονται με τη χρήση ενός στοιχείου λωρίδας-κομβοελάσματος (strip-gusset element) το οποίο φαίνεται στο Σχήμα 1.14.



Σχήμα 1.13. Σχέση τάσεων -παραμορφώσεων για το ισοδύναμο στοιχείο δικτυώματος



Σχήμα 1.14. Στοιχείο λωρίδας-κομβοελάσματος

Τα κομβοελάσματα θεωρούνται τετράγωνα πλευράς b_e , και καθώς η επιφάνειά τους θα διαρρεύσει λόγω τέμνουσας πριν τον λυγισμό, οι διαστάσεις τους μπορούν να υπολογιστούν εξισώνοντας την τάση διατμητικού λυγισμού της ισοδύναμης τετράγωνης πλάκας με την τάση διαρροής λόγω τέμνουσας του υλικού ως εξής:

$$\tau_{cr, equal} = \frac{k_{eff} \pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \frac{t^2}{b_e^2} = \tau_y \quad (1.9)$$

Εδώ η τιμή του k_{eff} λαμβάνεται ίση με 10.3, το οποίο αποτελεί μια ορθολογική υπόθεση για ελεύθερα εδραζόμενα άκρα, τα οποία παρεμποδίζονται μερικώς έναντι στροφής, και οδηγεί σε καλή συσχέτιση με πειραματικά αποτελέσματα (επίσης λαμβάνεται $k_{eff} = 9.3$ και $k_{eff} = 14.6$ για ελεύθερα και αρθρωτά άκρα αντίστοιχα). Η τιμή του μήκους της πλευράς του κομβοελάσματος προκύπτει ίση με:

$$b_e = \left[\frac{k_{eff} \pi^2 E}{12(1-\nu^2) \tau_y} \right]^{0.5} t \quad (1.10)$$

Οι τάσεις στο κομβοελάσμα διαφέρουν από τις τάσεις της λωρίδας και η αρχική διαρροή θα λάβει χώρα στο κομβοελάσμα επί μιας διαγωνίου μήκους $\sqrt{2b_e}$ και αν ως σ_1 τεθεί η τάση του εφελκυστικού πεδίου θα ισχύει η ισότητα:

$$\sigma_1 + \tau_y = \sigma_y \quad (1.11)$$

Επειδή $\tau_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}$ που είναι το ανώτατο όριο της διατμητικής τάσης διαρροής, η διαγώνια εφελκυστική τάση κατά την έναρξη της διαρροής θα ισούται με:

$$\sigma_1 = 0.423 \sigma_y \quad (1.12)$$

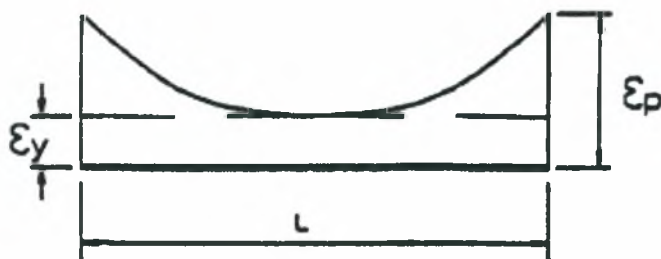
ενώ η επιμήκυνση του στοιχείου λωρίδας- κομβοελάσματος υπολογίζεται ίση με:

$$\Delta_{\eta_1} = \frac{\sigma_1}{E} L + \frac{\tau_y}{E} (2\sqrt{2b_e}) \quad (1.13)$$

(όπου L το συνολικό μήκος του διαγώνιου στοιχείου δικτυώματος) και ισούται με τη επιμήκυνση αυτού $\Delta = \left(\frac{\sigma_{y_1}}{E} \right) L$, οπότε η τάση σ_{y_1} του διαγράμματος δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\sigma_{y_1} = \left(\frac{0.423 + 1.633b_e}{L} \right) \sigma_y \leq \sigma_y \quad (1.14)$$

Αυξανόμενου του φορτίου η διαρροή μεταδίδεται στο εσωτερικό της λωρίδας μέχρι να πλαστικοποιηθεί όλη, ενώ η παραμόρφωσή της διαφέρει κατά μήκος της. Πιο συγκεκριμένα, στο κέντρο ισούται με σ_y/E , ενώ στις άκρες είναι αρκετά ψηλότερη. Με βάση πειραματικά αποτελέσματα είναι λογικό να υποθεθεί ότι η παραμόρφωση διαφοροποιείται κατά μήκος της λωρίδας υπό μορφή παραβολής (Σχήμα 1.15). Το μέγεθος της πλαστικής παραμόρφωσης ϵ_p εξαρτάται από τη σχετική δυσκαμψία του τοιχώματος (συγκρινόμενη με αυτή των περιβαλλόντων δοκών και στύλων) καθώς και από τα χαρακτηριστικά του υλικού του τοιχώματος.



Σχήμα 1.15. Κατανομή της παραμόρφωσης στη λωρίδα του τοιχώματος στην οριακή κατάσταση

Η πλαστική παραμόρφωση μπορεί να εκφραστεί σαν συνάρτηση της παραμόρφωσης αρχικής διαρροής, δηλαδή σαν $\epsilon_p = a\epsilon_y$, όπου a παράγοντας πλαστικής παραμόρφωσης με τιμές μεταξύ 5 και 20. Για λεπτότοιχα τοιχώματα και δύσκαμπτα συνοριακά στοιχεία ο παράγων a πλησιάζει την τιμή 20, ενώ για πιο παχιές πλάκες και εύκαμπτα συνοριακά στοιχεία ο a τείνει να μειωθεί έως την τιμή 5. Σύμφωνα συνεπώς με την κατανομή των παραμορφώσεων του Σχήματος 1.15, η οριακή επιμήκυνση του στοιχείου λωρίδας - κομβοελάσματος θα δίνεται από τη σχέση:

$$\Delta_y = \varepsilon_y L + \frac{(\varepsilon_p - \varepsilon_y)L}{3} = \frac{(2+a)\varepsilon_y L}{3} \quad (1.15)$$

Κατά συνέπεια, με βάση τη καμπύλη τάσεων - παραμορφώσεων του Σχήματος 1.13, η επιμήκυνση του ισοδύναμου στοιχείου δικτυώματος στην οριακή κατάσταση ισούται με:

$$\Delta_{eq} = \frac{\sigma_{y1}}{E} L + \frac{\sigma_y - \sigma_{y1}}{E_2} L \quad (1.16)$$

Η τιμή του μέτρου E_2 υπολογίζεται άμεσα αν τεθεί $\Delta_y = \Delta_{eq}$ και έχει ως εξής:

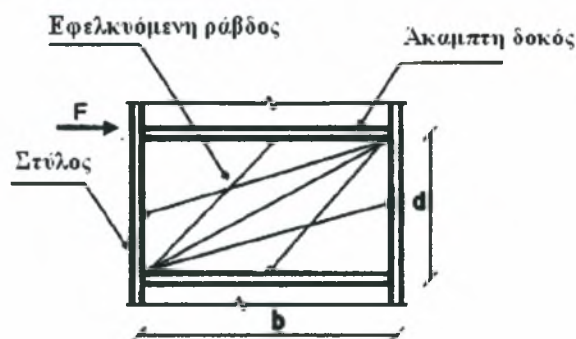
$$E_2 = \frac{\sigma_y - \sigma_{y1}}{\sigma_y \frac{2+a}{3} - \sigma_{y1}} E \quad (1.17)$$

Από τις παραπάνω σχέσεις έχει υπολογιστεί πλήρως η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων του ισοδύναμου στοιχείου και μπορεί να χρησιμοποιηθεί άμεσα για την προσομοίωση λεπτότοιχων ΧΔΤ.

Η παραπάνω προσέγγιση έχει εφαρμοστεί με επιτυχία για την ανάλυση περιμετρικά συγκολλημένων λεπτότοιχων ΧΔΤ και τα αποτελέσματά της βρέθηκαν σε ικανοποιητική συμφωνία με τα πειραματικά.

- Μέθοδος λωρίδων πολλαπλών κλίσεων

Πρόσφατα προτάθηκε και μια πλέον σύνθετη αλλά εξίσου εφαρμόσιμη μέθοδος λωρίδων, στην οποία οι λωρίδες δεν έχουν σταθερή κλίση όπως στο προηγούμενο μοντέλο αλλά τυχαία. Η μέθοδος αυτή ονομάζεται «μέθοδος λωρίδων πολλαπλών κλίσεων». Στο Σχήμα 1.16 φαίνεται η αναπαράσταση μέσω του μοντέλου των λωρίδων πολλαπλών κλίσεων ενός τυπικού ΧΔΤ.

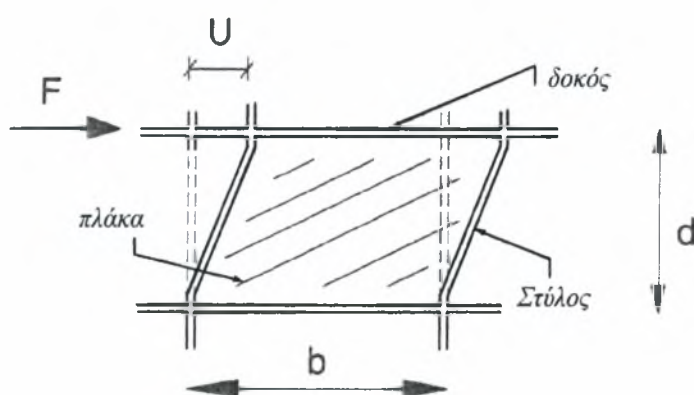


Σχήμα 1.16. Μέθοδος λωρίδων πολλαπλών κλίσεων

Τα προσομοιώματα αυτά κυρίως περιορίζονται σε όλκιμα λεπτότοιχα ΧΔΤ και στην τεκμηρίωσή τους δεν έχει δοθεί λύση για καμία από τις περιπτώσεις διάτρητων ΧΔΤ, μη λεπτότοιχων ΧΔΤ και ενισχυμένων ΧΔΤ.

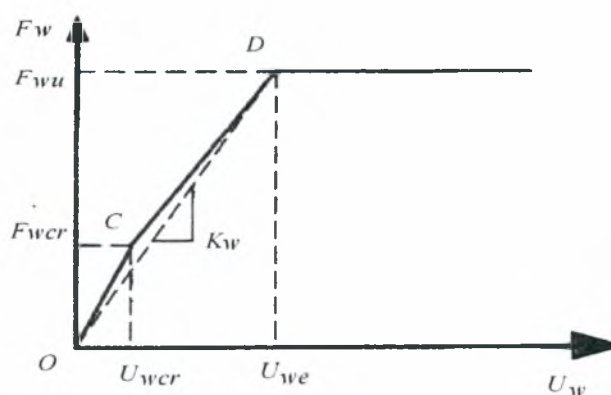
(2) Μέθοδος αλληλεπίδρασης τοιχώματος-πλαισίου (FPI)

Οι Sabouri-Ghomi et al.^[10] ανέπτυξαν μία μέθοδο ανάλυσης των χαλύβδινων διατμητικών τοιχωμάτων, στην οποία η συμπεριφορά του πλαισίου και του τοιχώματος μελετώνται ξεχωριστά και στη συνέχεια γίνεται η εκτίμηση της αλληλεπίδρασης τους. Χρησιμοποιούνται δύο μοντέλα, ένα για τη μελέτη του τοιχώματος και ένα για τη μελέτη του πλαισίου. Το μοντέλο το οποίο χρησιμοποιείται για τη μελέτη του τοιχώματος φαίνεται στο Σχήμα 1.17.



Σχήμα 1.17. Εξιδανίκευση τοιχώματος στη μέθοδο FPI

Για το μοντέλο αυτό, το διάγραμμα φορτίου-παραμόρφωσης του τοιχώματος φαίνεται στα Σχήμα 1.18.



Σχήμα 1.18 Διάγραμμα φορτίου-παραμόρφωσης του τοιχώματος

Στο παραπάνω Σχήμα το σημείο C αντιστοιχεί στο όριο λυγισμού ενώ το σημείο D στο όριο διαρροής. Το κρίσιμο διατμητικό φορτίο του τοιχώματος είναι:

$$F_{wcr} = \tau_{cr} \cdot b \cdot t \quad (1.18)$$

όπου τ_{cr} είναι η κρίσιμη διατμητική τάση η οποία δίνεται από τον τύπο:

$$\tau_{cr} = \frac{K\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad (1.19)$$

και η κρίσιμη διατμητική παραμόρφωση:

$$U_{wcr} = \frac{\tau_{cr}}{G} d \quad (1.20)$$

Το φορτίο αστοχίας είναι ίσο με:

$$F_{ws} = \frac{\sigma_y b t}{2} \quad (\text{για } \theta=45^\circ) \quad (1.21)$$

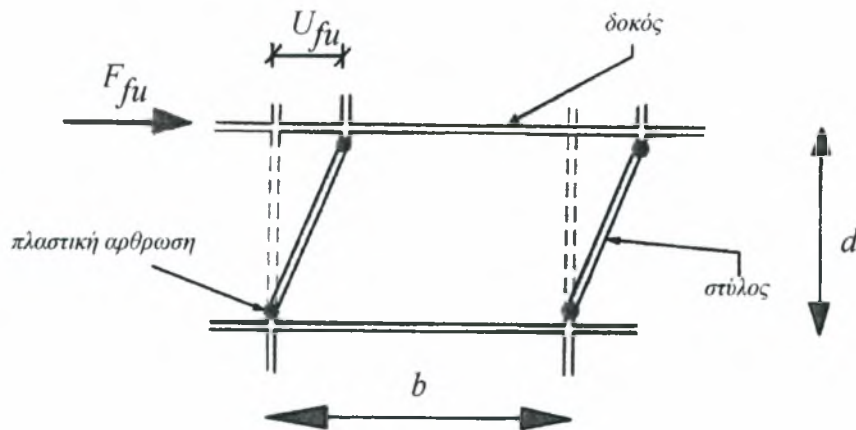
και η αντίστοιχη παραμόρφωση είναι:

$$U_{ws} = \left(\frac{\tau_{cr}}{G} + \frac{2\sigma_y}{E \sin 2\theta} \right) d \quad (1.22)$$

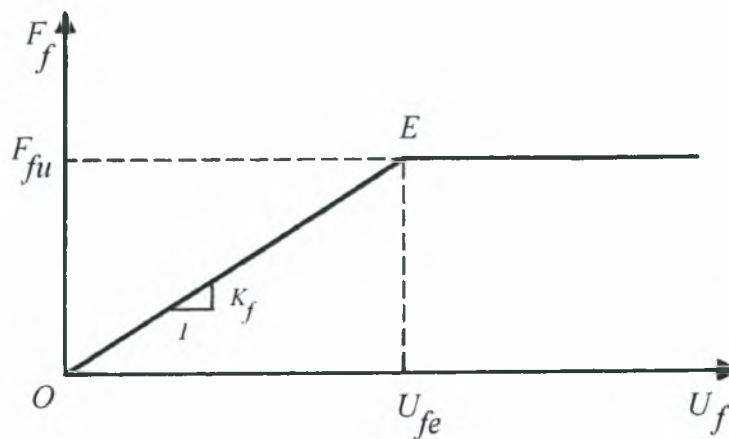
Η κλίση της ευθείας OD, η οποία εκφράζει την κλίση του τοιχώματος δίνεται από τη σχέση:

$$K_w = \frac{\tau_{cr} + \frac{1}{2} \sigma_y \sin 2\theta}{\frac{\tau_{cr}}{G} + \frac{2\sigma_y}{E \sin 2\theta}} \cdot \frac{b \cdot t}{d} \quad (1.23)$$

Το μοντέλο το οποίο χρησιμοποιείται για τη μελέτη του πλαισίου φαίνεται στο Σχήμα 1.19. Θεωρείται ότι ο κόμβος υποστυλώματος-δοκού είναι δύσκαμπτος, ενώ η συμπεριφορά των δοκών επίσης δύσκαμπτη και το διάγραμμα φορτίου παραμόρφωσης του πλαισίου απεικονίζεται στο Σχήμα 1.20. Για τον ορισμό του διαγράμματος αυτού αρκεί να οριστεί το σημείο E.



Σχήμα 1.19. Εξιδανίκευση πλαισίου στο FPI



Σχήμα 1.20. Διάγραμμα φορτίου-παραμόρφωσης του πλαισίου

Η αντοχή του πλαισίου δίνεται από τον τύπο:

$$F_{fu} = \frac{4M_{fp}}{d} \quad (1.24)$$

όπου M_{fp} είναι η πλαστική ροπή του υποστυλώματος. Η οριακή ελαστική δια-
τμητική παραμόρφωση του πλαισίου δίνεται από τον τύπο:

$$U_{fe} = \frac{M_{fp} \cdot d^2}{6 \cdot E \cdot I_f} \quad (1.25)$$

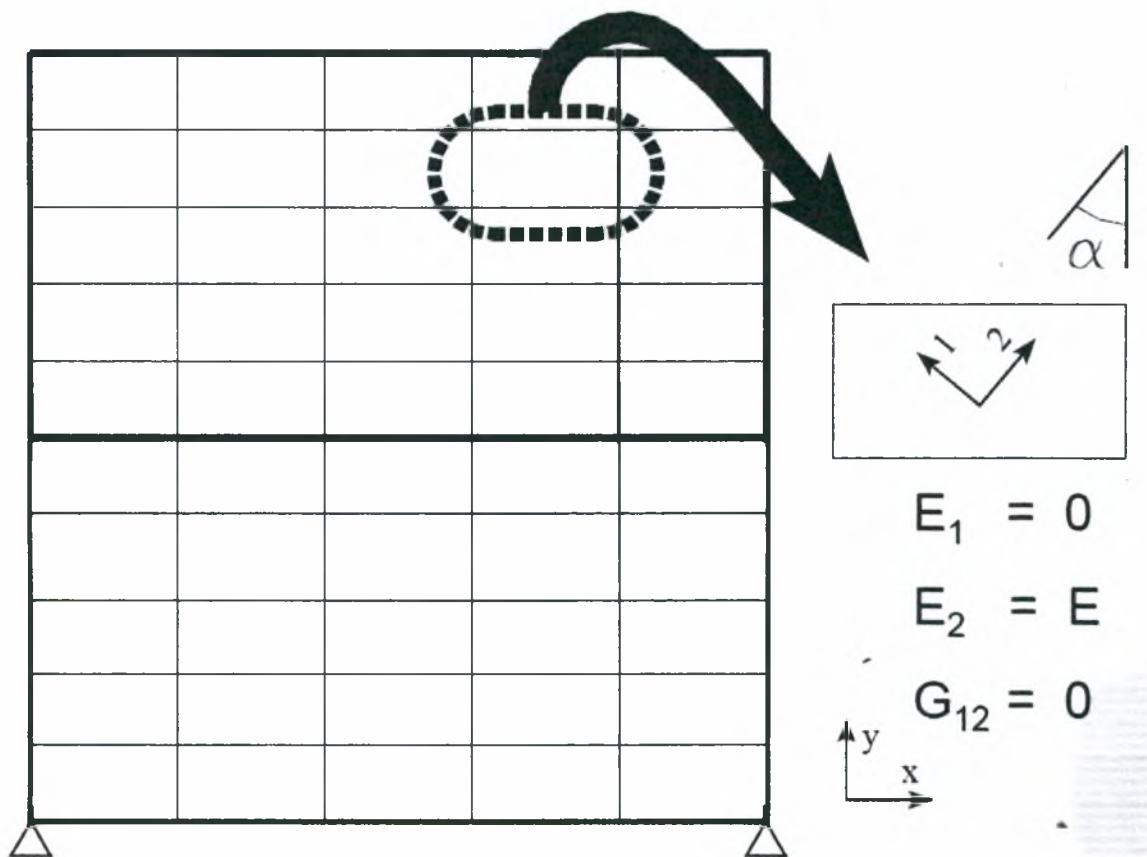
(3) Προσομοίωμα ορθότροπης μεμβράνης

Μεμβρανικά στοιχεία μπορούν επίσης να χρησιμοποιηθούν για να προσομοιώσουν την συμπεριφορά πλακών κορμού (web plates).^[16]

Για να καταστεί εφικτή η σωστή προσομοίωση της διαφοράς μεταξύ της εφελκυστικής και της θλιπτικής αντίστασης αυτών των λυγερών στοιχείων, απαιτείται η χρήση ορθότροπων στοιχείων. Καθώς ο εφελκυσμός έχει διαγώνια διεύθυνση, ο τοπικός άξονας των μεμβρανικών στοιχείων θα πρέπει να τεθεί έτσι ώστε να ταιριάζει με την υπολογιζόμενη γωνία κλίσης α των εφελκυστικών τάσεων. Τα χαρακτηριστικά του υλικού ευθυγραμμισμένα με τη γωνία α είναι τα πραγματικά του χαρακτηριστικά. Η δυσκαμψία στην ορθογωνική με την παραπάνω διεύθυνση θα πρέπει να υποτεθεί είτε ίση με μηδέν είτε με κάποια αμελητέα τιμή, με σκοπό οι τάσεις κατά τη θλιπτική διαγώνιο να υπολογιστούν βασικά μηδενικές.

Επιπρόσθετα, συνιστάται όπως η εντός επιπέδου διατμητική δυσκαμψία των μεμβρανικών στοιχείων θεωρηθεί και αυτή ίση με μηδέν (ή τουλάχιστον αμελητέα). Σε ενάντια περίπτωση, υπάρχει πιθανότητα μέσω της ανάλυσης να «ανατεθεί» μέρος της ροπής ανατροπής στις κατακόρυφες τάσεις της πλάκας κορμού, η οποία όμως στην πραγματικότητα δεν μπορεί να συμμετάσχει στην ανάληψη αυτής της έντασης σε μεγάλο βαθμό. Δηλαδή, ένα πολύ μικρό κομμάτι γειτονικό με τον στύλο μπορεί να θεωρηθεί ικανά δύσκαμπτο, αλλά σε οποιαδήποτε άλλη θέση ο λυγισμός της πλάκας κορμού θα λάβει χώραν για πολύ χαμηλές τιμές της θλιπτικής τάσης. Αυτή η μη ακριβής προσομοίωση θα μειώσει λίγο τις απαιτήσεις αντοχής των στύλων και θα αυξήσει κάτι τι την καμπτική δυσκαμψία του τοιχώματος. Για σχεδιασμό σε περιοχές υψηλής σεισμικής επικινδυνότητας, οι απαιτήσεις αντοχής των στύλων υπολογίζονται με χρήση μεθόδων οριακής αντοχής, οπότε η επιρροή της απαιτούμενης αντοχής των στύλων δεν σχετίζεται με το πρόβλημα. Για πολυώροφα τοιχώματα, όπου η ευκαμψία του τοιχώματος λόγω της αξονικής ευκαμψίας των στύλων είναι συγκρίσιμη με τη διατμητική ευκαμψία, η τεχνητά αναπτυσσόμενη καμπτική δυσκαμψία μπορεί να θεωρηθεί ως ήσσονος σημασίας.

Ουσιαστικά πάντως, το μοντέλο μεμβρανικών στοιχείων είναι και αυτό μοντέλο εφελκυσμένων λωρίδων, και ΜΟΝΟ εφελκυσμός υπολογίζεται στο τοίχωμα. Η πυκνή διάταξη των μεμβρανικών αυτών στοιχείων θα πρέπει να εξασφαλίζει την συνεισφορά των καμπτικών δυνάμεων στα συνοριακά στοιχεία του τοιχώματος (στήλους και δοκούς). Έχει συγκεκριμένα προταθεί η διαίρεση σε τουλάχιστον τέσσερα μέρη για κάθε διεύθυνση, δηλαδή τουλάχιστον 16 μεμβρανικά στοιχεία σε κάθε τοίχωμα. Στο Σχήμα 1.21 παρουσιάζεται ένα μοντέλο ορθότροπης μεμβράνης ενός ΧΔΤ, όπου κάθε τοίχωμα έχει διαιρεθεί σε 5 ίσες αποστάσεις για κάθε διεύθυνση και οι τοπικοί άξονες των στοιχείων έχουν περιστραφεί ώστε να ευθυγραμμιστούν με την υπολογισθείσα γωνία κλίσης των τάσεων.



Σχήμα 1.21. Μοντέλο ορθότροπης μεμβράνης ενός ΧΔΤ

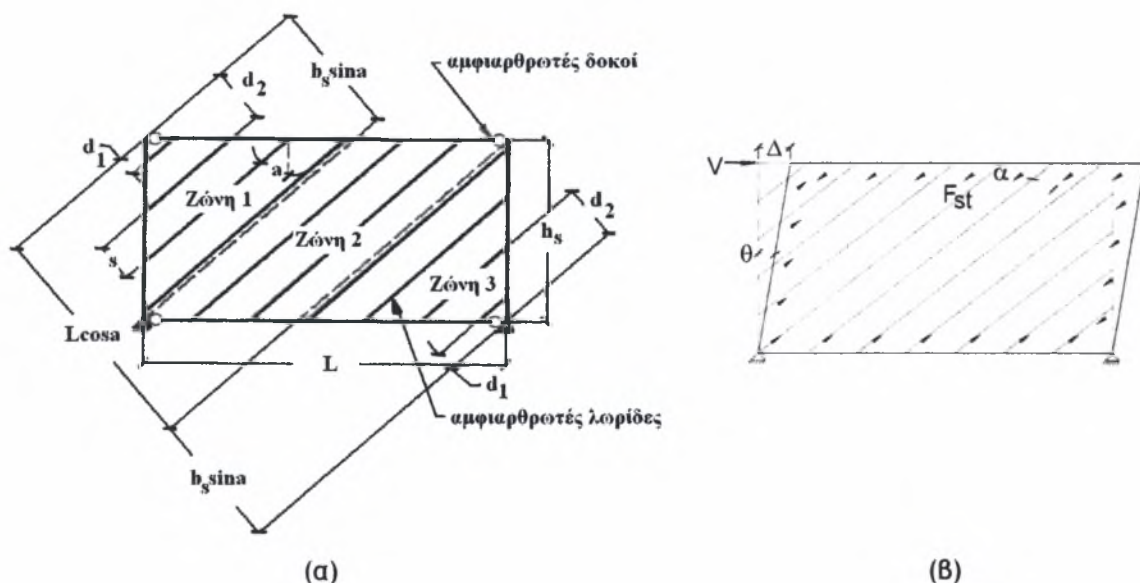
Η εν λόγω μέθοδος πλεονεκτεί έναντι των συνήθων μεθόδων λωρίδων, καθώς οι επαναλήψεις σχεδιασμού απαιτούν μόνο τον επανυπολογισμό της γωνίας α των εφελκυστικών τάσεων και την επανα - ευθυγράμμιση

των τοπικών αξόνων των στοιχείων, διαδικασία απλή, που είναι ενσωματωμένη σε πολλά προγράμματα ανάλυσης και σχεδιασμού κατασκευών, τα οποία διαθέτουν μεμβρανικά στοιχεία.

Ε. Πλαστική Ανάλυση - Σχεδιασμός (Μέθοδος Λωρίδων)

(1) Μονώροφα πλαίσια με απλές συνδέσεις δοκών-στύλων

Θεωρούμε το πλαίσιο με διαγώνιες λωρίδες και απλές συνδέσεις μεταξύ δοκών-στύλων του Σχήματος 1.22 και μια τέμνουσα δύναμη V η οποία μετατοπίζει τη δοκό κορυφής κατά Δ αρκούντως μεγάλο, ώστε να διαρρεύσουν όλες οι λωρίδες. Τότε το έργο των εξωτερικών δυνάμεων θα ισούται με $V * \Delta$ [8,9]



Σχήμα 1.22. Μοντέλο λωρίδων μονώροφου πλαισίου (α) και μηχανισμός κατάρρευσης αυτού (β)

Αν οι δοκοί και οι στύλοι θεωρηθούν ότι παραμένουν στην ελαστική περιοχή, η συνεισφορά τους στο έργο των εσωτερικών δυνάμεων μπορεί να αμεληθεί, σε σύγκριση με το έργο που παράγουν οι διαγώνιες λωρίδες. Κατά συνέπεια το έργο των εσωτερικών δυνάμεων θα ισούται με $n_b A_{st} f_y \sin(\alpha) \Delta$, όπου n_b ο αριθμός των λωρίδων που συνδέονται με τη δοκό βάσης, A_{st} η επιφάνεια κάθε λωρίδας, f_y η τάση διαρροής του υλικού των λωρίδων και α η γωνία κλίσης των λωρίδων ως προς την κατακόρυφο. Το αποτέλεσμα αυτό μπορεί να αποκτηθεί σα γινόμενο της δύναμης επί την μετατόπιση κα-

τά την διαρροή, αλλά για απλότητα βρίσκεται επίσης μέσω της οριζόντιας και της κατακόρυφης συνιστώσας των τιμών αυτών. Επίσης πρέπει να αναφερθεί ότι οι οριζόντιες συνιστώσες των δυνάμεων διαρροής των λωρίδων επί των στύλων αλληλοεξουδετερώνονται, καθώς στον αριστερό στύλο παράγουν αρνητικό εσωτερικό έργο και στον δεξί θετικό, ενώ οι κατακόρυφες συνιστώσες όλων των δυνάμεων διαρροής δεν παράγουν έργο καθώς δεν υπάρχει κατακόρυφη μετατόπιση. Άρα το εσωτερικό έργο οφείλεται αποκλειστικά στις οριζόντιες δυνάμεις διαρροής των λωρίδων που συνδέονται με τη δοκό κορυφής. Εξισώνοντας στη συνέχεια το έργο των εσωτερικών και των εξωτερικών δυνάμεων λαμβάνουμε $V = n_b F_{st} \sin(a)$ και λαμβάνοντας υπόψη τη γεωμετρία του ανωτέρω σχήματος σύμφωνα με την οποία $n_b = \frac{L \cos a}{s}$ και καθώς ισχύει επίσης ότι $F_{st} = f_y t s$ και $\sin(2a) = 2 \cos(a) \sin(a)$, καταλήγουμε στην εξής έκφραση για την τέμνουσα βάσης:

$$V = \frac{1}{2} f_y t L \sin(2a) \quad (1.26)$$

(2) Μονώροφα πλαίσια με άκαμπτες συνδέσεις δοκών-στύλων

Στην περίπτωση αυτή, για να προκύψει μηχανισμός κατάρρευσης, θα πρέπει να δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις στο συνοριακό πλαίσιο. Το επιπρόσθετο εσωτερικό έργο θα ισούται με $4M_p \theta$ όπου $\theta = \Delta / h_s$ είναι η γωνιακή μετατόπιση του ορόφου και M_p η μικρότερη μεταξύ των πλαστικών ροπών των δοκών (M_{pb}) και των στύλων (M_{pc}). Για τα περισσότερα μονώροφα πλαίσια (που το άνοιγμα τους είναι μεγαλύτερο του ύψους τους), αν οι δοκοί διαθέτουν αρκετή αντοχή και δυσκαμψία για να στηρίξουν (αγκυρώσουν) το εφελκυστικό πεδίο, οι πλαστικές αρθρώσεις θα δημιουργηθούν στα άκρα των στύλων και όχι στις δοκούς. Τότε η οριακή αντοχή ενός μονώροφου ΧΔΤ σε πλαίσιο ροπής με πλαστικές αρθρώσεις στους στύλους θα είναι^[1]:

$$V = \frac{1}{2} f_y t L \sin(2a) + \frac{4M_{pc}}{h_i} \quad (1.27)$$

Θεωρείται ότι αυτή η αντοχή μπορεί να αναπτυχθεί πριν από την εμφάνιση μη επιθυμητών μορφών αστοχίας όπως αυτές έχουν αναφερθεί σε προηγούμενο Κεφάλαιο.

Σε μια διαδικασία σχεδιασμού αν δεν ληφθεί υπόψη η επιπρόσθετη αντοχή που προέρχεται από τις δοκούς και τους στύλους, τα πάχη των χαλύβδινων τοιχωμάτων θα είναι μεγαλύτερα από αυτά που απαιτούνται. Μεγαλύτερα πάχη θα οδηγήσουν σε χαμηλότερες απαιτήσεις ολκιμότητας των τοιχωμάτων και των μελών των πλαισίων. Συμπερασματικά, αν δεν λαμβάνεται υπόψη η επιπρόσθετη αντοχή λόγω δοκών και στύλων η προσέγγιση θεωρείται συντηρητική.

(3) Πολυώροφα πλαίσια

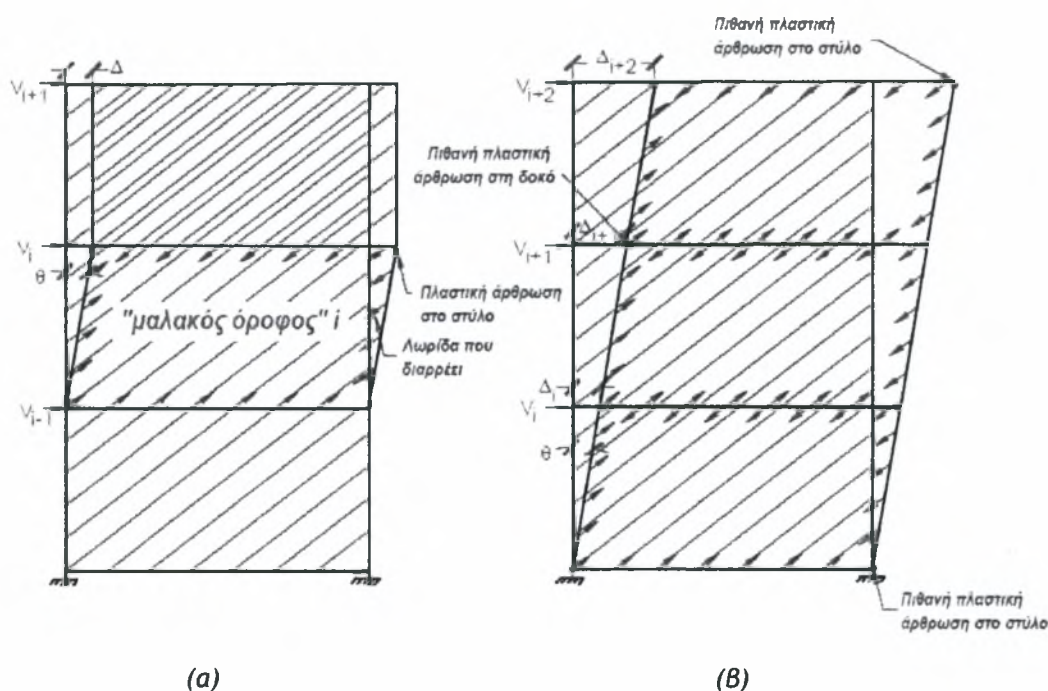
Σε ότι αφορά την κλίση των λωρίδων, δηλαδή την κλίση του πεδίου εφελκυσμού, αν εφαρμόσουμε την σχέση για κάθε όροφο χωριστά ενδεχομένως να προκύπτουν διαφορετικές τιμές για κάθε όροφο. Αυτό οδηγεί σε πολύπλοκα μοντέλα. Για πρακτικούς λόγους, είναι προτιμότερο να χρησιμοποιήσουμε μοντέλα όπου η γωνία κλίσης είναι η ίδια σε όλους τους ορόφους και ότι οι κόμβοι στις δοκούς είναι κοινοί, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 1.23. Η γωνία κλίσης τότε θα είναι ο μέσος όρος των τιμών που υπολογίστηκαν για κάθε όροφο. Έχει αποδειχθεί ότι αυτή η απλούστευση δεν έχει σημαντική επιρροή στο αποτέλεσμα.

Για πολυώροφα ΧΔΤ με αμφιαρθρωτές δοκούς, η πλαστική ανάλυση μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί για την πρόβλεψη της οριακής αντοχής και του πιθανού μηχανισμού κατάρρευσης, για παράδειγμα αν ο μηχανισμός κατάρρευσης είναι μηχανισμός “μαλακού ορόφου”. Τότε οι πλαστικές αρθρώσεις θα δημιουργηθούν στους στύλους σε κάποιον δεδομένο όροφο. Υπολογίζοντας και εξισώνοντας τα έργα των εσωτερικών και εξωτερικών δυνάμεων, η ακόλουθη γενική έκφραση μπορεί να χρησιμοποιηθεί για έναν μαλακό όροφο i :

$$\sum_{j=i}^{n_i} V_j = \frac{1}{2} f_y t_i L \sin 2\alpha + \frac{M_{pci}}{h_{si}} \quad (1.28)$$

όπου V_j είναι οι πλευρικές δυνάμεις που ασκούνται πάνω από τον μαλακό όροφο i , t_{wi} είναι το πάχος του τοιχώματος, M_{pci} είναι η πλαστική αντοχή των στύλων του μαλακού ορόφου, h_i είναι το ύψος του ορόφου i .

Μόνο οι δυνάμεις V_j συμμετέχουν στο έργο των εξωτερικών δυνάμεων και το σημείο εφαρμογής τους μετατοπίζεται κατά Δ . Το εσωτερικό έργο παράγεται από τις λωρίδες στον μαλακό όροφο και από τις αρθρώσεις των στύλων στην κορυφή και τη βάση του ορόφου αυτού. Με βάση την παραπάνω εξίσωση, η πιθανότητα εμφάνισης μηχανισμού μαλακού ορόφου θα πρέπει να ελέγχεται για κάθε όροφο, στον οποίο υφίσταται σημαντική διαφοροποίηση στο πάχος του τοιχώματος ή στις διαστάσεις των στύλων. Επιπλέον ο μηχανισμός μαλακού ορόφου είναι ανεξάρτητος από τον τρόπο σύνδεσης δοκού-στύλου.



Σχήμα 1.23. Μηχανισμός μαλακού ορόφου (α) και ομοιόμορφος μηχανισμός διαρροής (β)

Ένας δεύτερος και περισσότερο επιθυμητός μηχανισμός κατάρρευσης εμπεριέχει ομοιόμορφη διαρροή των ΧΔΤ σε κάθε όροφο, σύμφωνα με το ανωτέρω Σχήμα. Για τον μηχανισμό αυτό, κάθε επιβαλλόμενη πλευρική δύναμη V_j μετακινείται κατά $\Delta = \theta \cdot h_i$ και παράγει εξωτερικό έργο ίσο με $V_j \cdot h_i \cdot \theta$. Το εσωτερικό έργο παράγεται από τις λωρίδες σε κάθε όροφο που διαρρέει.

Σημαντική είναι η παρατήρηση ότι οι δυνάμεις των λωρίδων που δρουν στην κάτω πλευρά της δοκού ενός ορόφου παράγουν θετικό εσωτερικό έργο, ενώ οι δρώσες στην άνω πλευρά αυτής αρνητικό. Κατά συνέπεια, το εσωτερικό έργο σε κάποιον όροφο i ισούται με το έργο των δυνάμεων διαρροής των λωρίδων κατά μήκος της κάτω πλευράς της δοκού του ορόφου μείον το έργο των αντίστοιχων δυνάμεων στην πάνω πλευρά της δοκού. Αυτό σημαίνει ότι για να συμμετέχει κάθε ΧΔΤ κάθε ορόφου στο εσωτερικό έργο, θα πρέπει το πάχος του τοιχώματος κάθε ορόφου να μεταβάλλεται ανάλογα με τις απαιτήσεις σε δρώσες πλευρικές δυνάμεις. Η γενική εξίσωση για την οριακή αντοχή ενός πολυώροφου ΧΔΤ με απλές συνδέσεις δοκών-στύλων και με τον παρόντα πλαστικό μηχανισμό, προκύπτει εξισώνοντας τα έργα και έχει τη μορφή:

$$\sum_{i=1}^{n_s} V_i h_i = \sum_{i=1}^{n_s} \frac{1}{2} f_y (t_i - t_{i+1}) L h_i \sin(2\alpha) \quad (1.29)$$

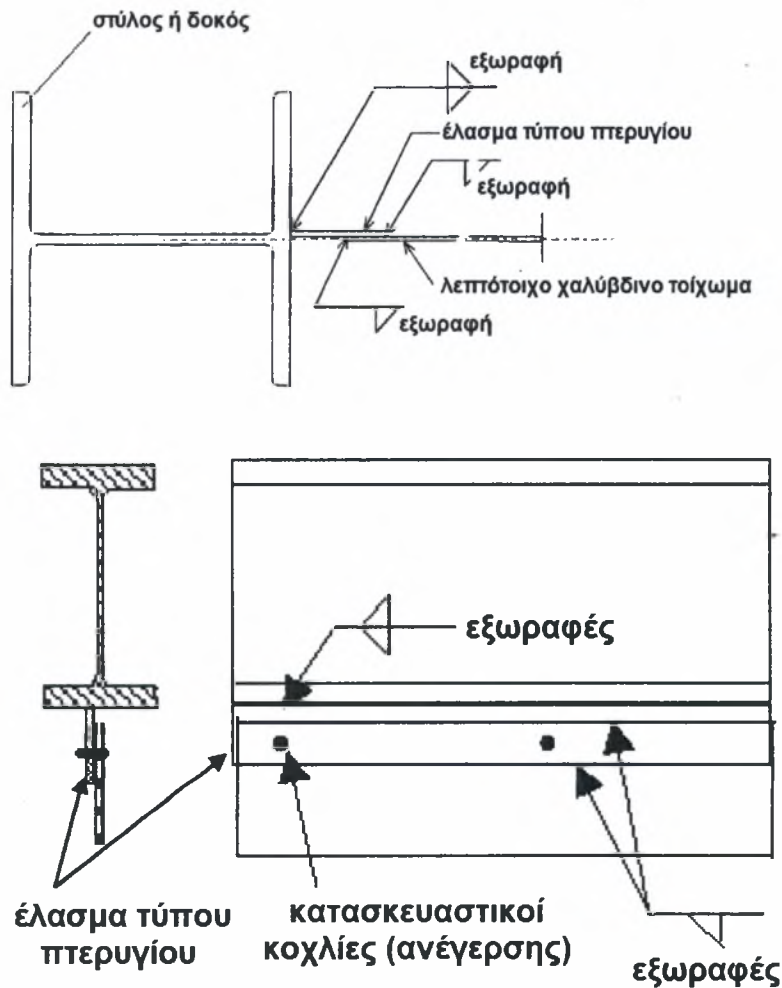
Μετά από έλεγχο αποτελεσμάτων διαφορετικών μη γραμμικών στατικών υπερωθητικών αναλύσεων (pushover, το αποτέλεσμα της σεισμικής δράσης προσομοιώνεται με στατικά επιβαλλόμενες μετατοπίσεις ή στατικά φορτία σταδιακά αυξανόμενα μέχρι την κατάρρευση) για πολυώροφα ΧΔΤ ως άνω, παρατηρήθηκε ότι ο πραγματικός μηχανισμός κατάρρευσης είναι τυπικά ενδιάμεσα των δύο αναφερθέντων. Ο υπολογισμός του είναι εξαιρετικά δυσχερής με το χέρι και θα πρέπει να εφαρμοστεί ανάλυση με Η/Υ. Η διαδικασία που περιγράφηκε θα μπορούσε να δώσει μια χονδρική προσέγγιση της οριακής αντοχής καθώς και μια ένδειξη της πιθανότητας εμφάνισης μηχανισμού μαλακού ορόφου.

ΣΤ. Απαιτήσεις σχεδιασμού συνδέσεων τοιχώματος με τα περιμετρικά (περιβάλλοντα) στοιχεία

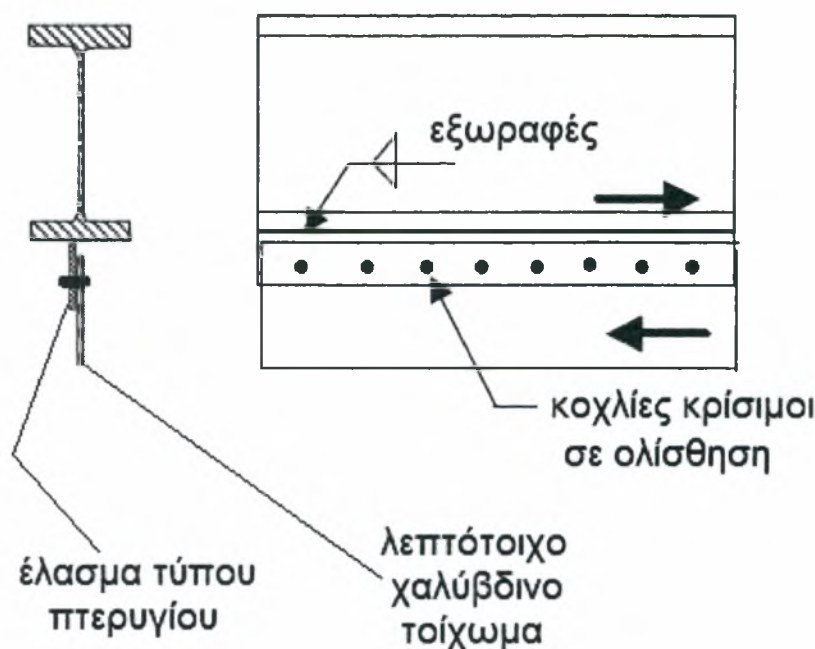
Σε συνέχεια της παραγράφου Β του τρέχοντος Κεφαλαίου, όπου καταδείχθηκαν οι κυρίαρχες μορφές αστοχίας ενός συστήματος ΧΔΤ (τοιχώμα και περιβάλλοντα στοιχεία) επιβάλλεται όπως δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στον πρακτικό (τουλάχιστον) σχεδιασμό των συνδέσεων του κατ' εξοχήν τοιχώματος με τα οριζόντια (δοκούς) και τα κατακόρυφα (στύλους) στοιχεία της περιμέτρου του, υπό μορφή παράθεσης βασικών απαιτήσεων και λεπτομερειών.



Στη διεθνή Βιβλιογραφία και Πρακτική (τόσο για πραγματικής κλίμακας νέες ή υφιστάμενες κατασκευές όσο και σε πειραματικές διατάξεις) έχουν προκριθεί δύο τύποι συνδέσεων των χαλύβδινων τοιχωμάτων με το περιμετρικό πλαίσιο. Αμφότερες προβλέπουν, για προφανείς λόγους μηδενισμού εκκεντροτήτων, το επίπεδο που διέρχεται από το μέσο του πάχους του τοιχώματος να διέρχεται από το αντίστοιχο επίπεδο των κορμών των περιμετρικών στοιχείων. Η όλη σύνδεση δεν πραγματοποιείται απ' ευθείας στα συνοριακά μέλη, αλλά έμμεσα (είτε κοχλιωτά είτε συγκολλητά) μέσω ελασμάτων τύπου πτερυγίου (fin plates), τα οποία συγκολλούνται με εξωραφές στα πέλματα των γύρω μελών. Οι τύποι αυτοί απεικονίζονται στα Σχήματα 1.24 και 1.25.



Σχήμα 1.24. Συγκολλητή σύνδεση ΧΔΤ με τα περιβάλλοντα στοιχεία



Σχήμα 1.25. Κοχλιωτή σύνδεση ΧΔΤ με τα περιβάλλοντα στοιχεία

Οι μεν συγκολλητές συνδέσεις διαθέτουν το πλεονέκτημα ότι έχουν χρησιμοποιηθεί ευρύτατα σε πειράματα και υπάρχουν πολλά σχετικά αποτελέσματα για τη συμπεριφορά τους υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, μειονεκτούν όμως στο ότι τόσο σε νέα όσο και σε υφιστάμενα κτίρια οι ραφές πρέπει να γίνουν ΟΛΕΣ επί τόπου. Αντίθετα, οι κοχλιωτές (που προφανώς είναι εφαρμοστές μόνο σε νέα κτίρια) διαθέτουν όλα τα πλεονεκτήματα των συνδέσεων τέτοιου τύπου, αλλά ακόμα δεν υπάρχουν σχετικά πειραματικά αποτελέσματα. Πάντως, οι συστάσεις σε ότι αφορά και τους δύο αυτούς τύπους συνδέσεων έχουν ως εξής:

- (1) Οι συγκολλητές συνδέσεις θα πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε τα ελάσματα τύπου πτερυγίου αλλά και οι ραφές να μπορούν ασφαλώς να αναπτύξουν αντοχή μεγαλύτερη ή ίση της αναμενόμενης αντοχής διατμητικής διαρροής του συνδεόμενου ΧΔΤ.
- (2) Σε περίπτωση χρήσης κοχλιωτών συνδέσεων, οι κοχλίες θα πρέπει να είναι κρίσιμοι σε ολίσθηση και να αναπτύσσουν αντοχή μεγαλύτερη ή ίση της αναμενόμενης διατμητικής διαρροής του συνδεόμενου ΧΔΤ. Αναμένεται πάντως ότι κατά τη διάρκεια της ανακυκλιζό-

μένης φόρτισης του τοιχώματος οι κοχλίες θα ολισθήσουν πριν διαρρεύσει το εφελκυστικό πεδίο του ΧΔΤ. Τούτο θα λάβει χώραν για φορτία πολύ μεγαλύτερα αυτών της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας, γεγονός που δεν είναι επιζήμιο, αλλά μπορεί να είναι και χρήσιμο για την βελτίωση της σεισμικής απόκρισης. Μέχρι να υπάρξουν περισσότερα πειραματικά αποτελέσματα για κοχλιωτά ΧΔΤ, συνιστάται emphaticά όπως, ακόμα και αν οι δυνάμεις λόγω ανέμου αποτελούν την κύρια πλευρική δράση στην κατασκευή, οι κοχλίες αυτοί σχεδιασθούν ώστε να ολισθαίνουν για φορτίο όχι μικρότερο από το 120% του φορτίου ανέμου στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο : Προβλέψεις Κανονισμών - Αναλογία Απόκρισης

A. Προβλέψεις Κανονισμών

(1) Καναδικός Κανονισμός Χαλύβδινων Κατασκευών CAN / CSA-S16 (2001)

Ο Καναδικός Κανονισμός Χαλύβδινων Κατασκευών, *Limit States Design of Steel Structures* (CSA, 2001)^[26], έχει συμπεριλάβει προβλέψεις για τον σχεδιασμό ΧΔΤ από το 1994. Στο κείμενο αυτό συνιστάται η χρήση του ισοδύναμου μοντέλου δικτυώματος (Thorburn κ.α 1983) για σκοπούς προκαταρκτικού σχεδιασμού. Η όλη προσέγγιση συνίσταται αρχικά στο σχεδιασμό ενός ενισχυμένου πλαισίου με ενισχύσεις μόνον εφελκυσμού (tension - only braced frame), χρησιμοποιώντας διαγώνια χαλύβδινα στοιχεία δικτυώματος στις θέσεις όπου θα γινόταν αλλιώς χρήση χαλύβδινων επίπεδων στοιχείων. Οι επιφάνειες των διαγώνιων αυτών δικτυωτών στοιχείων σχεδιάζονται ώστε να είναι ικανά να ανθίστανται τις καθορισθείσες πλευρικές δυνάμεις και κατόπιν τα δικτυωτά στοιχεία μετατρέπονται σε χαλύβδινα επίπεδα στοιχεία τοιχώματος. Το πάχος t_{wi} του τοιχώματος του ορόφου i δίδεται από τη σχέση

$$t_{wi} = \frac{2A_i \sin \theta_i \sin 2\theta_i}{L \sin^2 2\alpha_i} \quad (2.1)$$

όπου A_i και θ_i είναι η επιφάνεια και η γωνία κλίσης (μετρούμενη ως προς τον κατακόρυφο άξονα) του ισοδύναμου στοιχείου δικτυώματος στον όροφο i , αντίστοιχα. Ενώ αυτή η προσέγγιση είναι χρήσιμη για προκαταρκτικό σχεδιασμό, η προκύπτουσα αντοχή των χαλύβδινων επίπεδων στοιχείων μπορεί να είναι ελαφρά μη συντηρητική αν ο λόγος πλάτους προς ύψος είναι διάφορος της μονάδας. Στη συνέχεια το τοίχωμα διαιρείται σε λωρίδες και αναλύεται για τα καθορισθέντα φορτία .

Ο εν λόγω Κανονισμός αναγνωρίζει ΧΔΤ περιορισμένης ολκιμότητας (δηλ. χωρίς ειδικές απαιτήσεις για τις συνδέσεις δοκών - υποστυλωμάτων και με παράγοντα μετατροπής φορτίου $R=2$) καθώς και όλκιμα ΧΔΤ (με συνδέσεις δοκών - στύλων ικανές για την ανάληψη ροπών και $R=5$, όσο μεγα-

λύτερος ο R τόσο πιο όλκιμα θεωρούνται τα ΧΔΤ). Τα ΧΔΤ του 2^{ου} είδους σχεδιάζονται με βάση αρχές φέρουσας ικανότητας, με την διαρροή του τοιχώματος να προηγείται σαν επιθυμητή. Για το 1^ο είδος ΧΔΤ δεν προβλέπονται ειδικές σεισμικές απαιτήσεις.

Για όλκιμα ΧΔΤ, τα οριζόντια και κατακόρυφα συνοριακά τους στοιχεία απαιτείται να σχεδιαστούν ώστε να ανθίστανται ελαστικά την ανάπτυξη της αναμενόμενης αντοχής πλήρους διαρροής του τοιχώματος. Αυτό εξασφαλίζει ότι το τοίχωμα δύναται να πλαστικοποιηθεί λόγω εφελκυσμού πριν τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα συνοριακά στοιχεία, οπότε προσδίδει ικανή απορρόφηση ενέργειας σε περίπτωση σεισμού. Τέτοιου είδους σχεδιασμός μπορεί να επιτευχθεί μέσω σχεδιασμού αντοχής των συνοριακών στοιχείων έναντι των δυνάμεων εκείνων που υπολογίζονται ότι δρουν σε αυτά μέσω υπερωθητικής ανάλυσης του μοντέλου λωρίδων, αλλά και μέσω μιας έμμεσης διαδικασίας του Κανονισμού. Η σύνδεση του τοιχώματος με τα συνοριακά στοιχεία θα πρέπει επίσης να σχεδιάζεται για την αναμενόμενη αντοχή διαρροής του τοιχώματος, και μπορεί να είναι είτε συγκολλητή είτε κοχλιωτή. Επιπρόσθετα, τα κατακόρυφα συνοριακά στοιχεία θα πρέπει να ικανοποιούν μια απαίτηση ελάχιστης δυσκαμψίας για να αποφευχθούν υπερβολικές παραμορφώσεις υπό τη δράση του εφελκυστικού πεδίου του τοιχώματος, και τέλος τα οριζόντια συνοριακά στοιχεία θα πρέπει κατάλληλα να «αγκυρώνουν» το εφελκυστικό αυτό πεδίο.

Τα περισσότερα χαρακτηριστικά του CAN/CSA-S16-01 έχουν συμπεριληφθεί στις Αμερικανικές προβλέψεις αντισεισμικού σχεδιασμού είτε στο κυρίως κείμενο είτε στα σχόλια, οπότε δεν αναφέρονται περισσότερο εδώ. Πάντως, η σπουδαιότερη τους διαφορά έγκειται στο ότι μέθοδοι υπολογισμού των δυνάμεων για τον έλεγχο αντοχής ενός ΧΔΤ δεν συμπεριλαμβάνονται στον Αμερικανικό παρά μόνον ως σχόλια, ενώ αντίθετα υπάρχουν στο κυρίως κείμενο του Καναδικού ως άνω.

(2) Αμερικανικός Κανονισμός Χαλύβδινων Κατασκευών (AISC) και FEMA 450

Στον Αμερικανικό Κανονισμό^[13,14] για την ανάλυση των ΧΔΤ έχει πρόσφατα ενταχθεί και χρησιμοποιείται το μοντέλο των λωρίδων. Στον Κανονισμό αυτό οι στύλοι αναφέρονται ως κατακόρυφα συνοριακά στοιχεία (VBE, Vertical Boundary Elements), οι δοκοί σαν οριζόντια συνοριακά στοιχεία (HBE, Horizontal Boundary Elements), τα Χαλύβδινα Επίπεδα Στοιχεία απλά ονομάζονται κορμοί και ένας κορμός που περιβάλλεται από συνοριακά στοιχεία ονομάζεται πάνελ. Η ονομαστική αντοχή ενός «κορμού» λαμβάνεται ίση με

$$V_n = 0.42 f_y t_w L_{cf} \sin(2\alpha) \quad (2.2)$$

όπου L_{cf} είναι η καθαρή απόσταση μεταξύ των πελμάτων των VBE, ενώ η γωνία α , κλίση του αναπτυσσόμενου εφελκυστικού πεδίου, υπολογίζεται από τη σχέση

$$\alpha = \arctan \left(\sqrt[4]{ \frac{1 + \frac{t_w L}{2A_e}}{1 + t_w h \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 I_c L} \right)} } \right) \quad (2.3)$$

όπου t_w είναι το πάχος του τοιχώματος, h είναι το ύψος του τοιχώματος (η απόσταση των μέσων γραμμών των δύο οριζόντιων δοκών), A_e είναι το εμβαδό ενός στύλου, A_b είναι το εμβαδό μιας δοκού, I_c είναι η ροπή αδράνειας ενός στύλου και L είναι η απόσταση μεταξύ των μέσων γραμμών των στύλων.

Η διατμητική αντοχή λαμβάνεται ίση με $0.5 R_y F_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha$ και προκύπτει από το μοντέλο των λωρίδων όπως περιγράφηκε σε προηγούμενο Κεφάλαιο. Η ονομαστική αντοχή ως άνω (σχέση 2.2) λαμβάνεται αν διαιρεθεί η προηγούμενη σχέση με έναν παράγοντα υπεραντοχής (overstrength factor), ο οποίος καθορίζεται από το FEMA 369^[15] και παίρνει την τιμή 1.2 για τα χαλύβδινα διατμητικά τοιχώματα. Ο αριθμός των λωρίδων για κάθε τοίχωμα καθορίζεται σε 10 το λιγότερο. Η μοντελοποίηση με λωρίδες είναι πιο ακριβής για λόγους $L/h > 0.8$ (aspect ratio). Αν $L/h < 0.8$, τότε ο Κανονισμός προτείνει την τοποθέτηση επιπλέον οριζόντιων στοιχείων για την αύξηση του λόγου ώστε να υπερβεί την τιμή 0.8. Η σύνδεση του τοιχώματος στο περιβάλλον πλαίσιο θα

πρέπει να είναι τέτοια ώστε να προβλέπει τον λυγισμό του, δηλαδή θα πρέπει να παρέχεται κάποια ελάχιστη δέσμευση έναντι στροφής εκτός του επιπέδου (out-of-plane rotational restraint). Το περιβάλλον πλαίσιο θα πρέπει να σχεδιάζεται ώστε να παραμείνει την ελαστική περιοχή όταν το τοίχωμα διαρρεύσει πλήρως. Ο επιθυμητός μηχανισμός κατάρρευσης του συστήματος είναι η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών και όχι στο μέσο τους, επειδή σε αυτή την περίπτωση εμποδίζεται η πλήρης πλαστικοποίηση του τοιχώματος. Σύμφωνα με τον Κανονισμό αυτό, ο προσδιορισμός των δυνάμεων του περιβάλλοντος πλαισίου μπορεί να γίνει με μη-γραμμική υπερωθητική ανάλυση (non-linear pushover analysis), με συνδυασμό γραμμικής ανάλυσης μοντέλου με τη βοήθεια υπολογιστή και έλεγχο της ικανότητας των συνοριακών μελών για την αξονική δύναμη που υπολογίστηκε (combined linear elastic computer programs and capacity design concept) και με μια έμμεση προσέγγιση ικανοτικού σχεδιασμού (indirect capacity design approach), η οποία προτείνει ότι τα φορτία στους στύλους μπορούν να προσδιοριστούν από τον συνδυασμό φορτίων βαρύτητας με τα σεισμικά φορτία, πολλαπλασιαζόμενα με τον παράγοντα:

$$B = \frac{V_e}{V_u} \quad (2.4)$$

όπου V_e είναι η αναμενόμενη διατμητική αντοχή στη βάση του τοιχώματος, ίση με $0.5 R_y F_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha$ και V_u είναι η σεισμική δύναμη στη βάση του τοιχώματος.

Για μια αρχική διαστασιολόγηση το πάχος του τοιχώματος λαμβάνεται ίσο με:

$$t_w = \frac{2A\Omega_s \sin \theta}{L \sin(2\alpha)} \quad (2.5)$$

όπου Ω_s είναι ο παράγοντας υπεραντοχής του συστήματος, που για τα ΧΔΤ είναι 1.2., A είναι η επιφάνεια της ισοδύναμης λωρίδας, θ είναι η γωνία μεταξύ του κατακόρυφου άξονα και της λωρίδας, α είναι η γωνία του εφελκυστικού πεδίου και L η απόσταση των μέσων γραμμών των στύλων. Αυτή η εξίσωση αναφέρεται στη μοντελοποίηση του ΧΔΤ με μία μόνο διαγώνια ράβδο η οποία βρίσκεται σε εφελκυσμό.

Η ροπή αδράνειας των οριζόντιων στοιχείων του περιβάλλοντος πλαισίου, γύρω από άξονα κάθετο στο επίπεδο του τοιχώματος, δε θα πρέπει να είναι μικρότερη από $0.00307 t_w h^4 / L$, ενώ επιβάλλεται και ένα όριο στην λυγνρότητα του «κορμού», που ποσοτικά εκφράζεται ως

$$\frac{\min(L, h)}{t_w} \leq 25 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.6)$$

(3) Ευρωκώδικες

Η μόνη αναφορά στα μεταλλικά διατμητικά τοιχώματα γίνεται στον Ευρωκώδικα 8 (EC8)^[21], ο οποίος αναφέρεται στον σχεδιασμό κτηρίων έναντι σεισμού και πιο συγκεκριμένα στο Μέρος 3 (Part3)^[21], το οποίο αφορά την βελτίωση και ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών. Στο παράρτημα Β του Μέρους 3, που αναφέρεται σε μεταλλικές και σύμμεικτες κατασκευές, παρατίθενται κάποιες πληροφορίες για τα ΧΔΤ. Σύμφωνα με αυτές, τα μη-ενισχυμένα ΧΔΤ πρέπει να έχουν λόγο πλάτους-πάχους που να ικανοποιεί την εξίσωση:

$$\frac{h}{t_w} \leq 100 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 100\varepsilon \quad (2.7)$$

Το πλαίσιο στο οποίο τοποθετείται το τοίχωμα θα πρέπει να σχεδιάζεται με συντελεστή συμπεριφοράς (behavior factor) ίσο με 6.5.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 η αναμενόμενη διατμητική αντοχή δίνεται από τη σχέση^[7]:

$$V_{ye,w} = \frac{f_{ye,w} + f_{ue,w}}{2 \cdot f_{ye,w}} \cdot \frac{A_w \cdot f_{ye,w}}{\sqrt{3}} \cdot 0.17 \cdot (1 - C_v) \quad (2.8)$$

όπου ο συντελεστής C_v ισούται με:

$$C_v = \frac{2.46 \cdot \sqrt{E / f_{ye,w}}}{h / t_w} \quad (2.9)$$

και $f_{ye,w}$, $f_{ue,w}$ είναι η τάση διαρροής και τάση θραύσης αντίστοιχα και A_w είναι η επιφάνεια διάτμησης του τοιχώματος.

Σύμφωνα με τους Di Sarno και Elnashai^[18], λόγοι ύψους προς πάχος (h/t_w) που αντιστοιχούν σε μη λυγηρά και λυγηρά ΧΔΤ δίνονται για τους συνήθεις Ευρωπαϊκούς χάλυβες στον Πίνακα που ακολουθεί:

Ποιότητα Χάλυβα	Λυγηρότητα Τοιχώματος	
	Μη Λυγηρό	Λυγηρό
S235	≤ 73	≥ 92
S275	≤ 68	≥ 85
S355	≤ 60	≥ 75

Συνιστάται^[18] η χρήση τοιχωμάτων ενδιάμεσης λυγηρότητας για τη σεισμική αποκατάσταση χαλύβδινων και σύμμεικτων κτιριακών κατασκευών, ενώ επίσης η χρήση χαλύβων χαμηλής τάσης διαρροής (όπως ο S235) εξασφαλίζει την επίτευξη όλκιμων μορφών αστοχίας.

Τα τοιχώματα τα οποία έχουν ανοίγματα, θα πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η συνέχεια του εφελκυστικού πεδίου. Το άνοιγμα θα πρέπει να βρίσκεται στο μέσο του ύψους και στο μέσο του μήκους του τοιχώματος.

Για να είναι επαρκής η δυσκαμψία των δοκών και των στύλων, ώστε να αναπτυχθεί πλήρως το εφελκυστικό πεδίο, θα πρέπει να είναι ίση με τον λεγόμενο “συντελεστή ευκαμψίας” (flexibility coefficient) ο οποίος είναι:

$$\phi = 0.7h \left(\frac{w}{2 \cdot L \cdot I_c} \right)^{0.25} \quad (2.10)$$

όπου w είναι το πάχος του τοιχώματος, L είναι το πλάτος του τοιχώματος, h το ύψος του τοιχώματος και I_c είναι η ροπή αδράνειας του στύλου.

Τέλος, προκειμένου να εξασφαλιστεί ότι το τοίχωμα θα διαρρεύσει και θα απορροφήσει αρκετή ενέργεια, ο λόγος l/h θα πρέπει να είναι μικρός, ενδεικτικά αναφέρεται ότι θα πρέπει να είναι μικρότερος του 3 ($l/h < 3$).

Η σύνδεση πλαισίου-τοιχώματος μπορεί να είναι συγκολλητή ή κοχλιωτή, ενώ προτείνονται συγκολλήσεις πλήρους διείδυσης και κοχλίες υψηλής αντοχής.

(4) Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ)

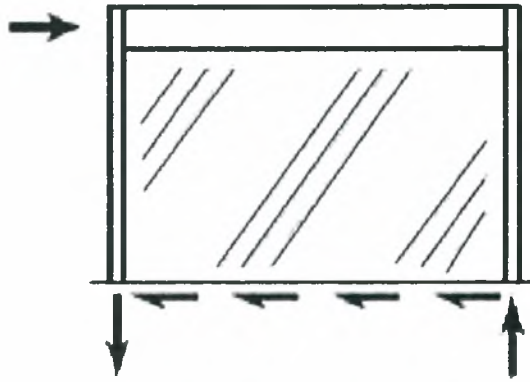
Στον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό^[22] σε ότι αφορά τις μεταλλικές κατασκευές γίνεται αναφορά σε δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (διαγώνιους συνδέσμους και συνδέσμους τύπου V,K,Λ) και σε δικτυωτούς συνδέσμους με εκκεντρότητα. Δε γίνεται καμία αναφορά σε μεταλλικά διατμητικά τοιχώματα είτε ως στοιχεία που τοποθετούνται εξ αρχής σε μια κατασκευή είτε ως συστήματα ενίσχυσης υφιστάμενων κατασκευών.

(5) Κανονισμός Επεμβάσεων (Τελικό Σχέδιο 3, ΟΑΣΠ 2009)^[23]

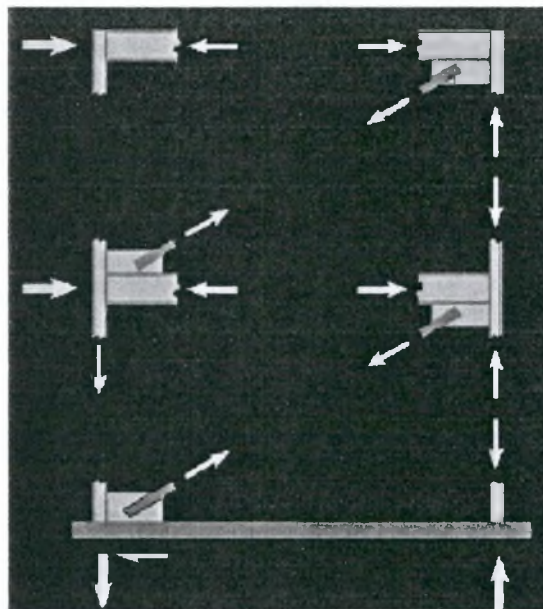
Χαρακτηριστικά αναφέρεται ότι «....η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας επιτυγχάνεται εναλλακτικά με την επιλεκτική ή συνολική ενίσχυση των δομικών στοιχείων ή με προσθήκη νέων στοιχείων που αναλαμβάνουν μέρος ή το σύνολο των σεισμικών δράσεων (π.χ. τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα ή δικτυώματα από χάλυβα, τοιχοποιία πλήρωσης, διαζώματα από χάλυβα, ξύλο ή οπλισμένο σκυρόδεμα σε κτίρια από τοιχοποιία κ.λπ.). Στην περίπτωση αυτήν, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στο σχεδιασμό της θεμελίωσης λόγω της αύξησης της μάζας του δομήματος αλλά και των σεισμικών φορτίων.....». Η έννοια του χαλύβδινου διατμητικού τοιχώματος δεν εμφανίζεται πουθενά!!!!.

Β. Αναλογία με τον κορμό υψίκορμων δοκών από επίπεδα ελάσματα με εγκάρσιες ενισχύσεις

Τα ΧΔΤ, των οποίων το τοίχωμα είναι λυγερό, έχουν την ικανότητα να αντιστέκονται σε μεγάλες εφελκυστικές δυνάμεις αλλά σε μικρές ή καθόλου θλιπτικές δυνάμεις. Αυτή η συμπεριφορά είναι ανάλογη με τη συμπεριφορά διαγώνιου συνδέσμου ο οποίος ανθίσταται μόνο σε εφελκυσμό (tension-only bracing). Στο Σχήμα 2.1 φαίνεται μια απλοποιημένη συμπεριφορά του ΧΔΤ, ενώ στο Σχήμα 2.2 φαίνονται οι εσωτερικές δυνάμεις του διαγώνιου συνδέσμου. Οι στύλοι μεταφέρουν την κάθετη συνιστώσα της δύναμης ενώ οι δοκοί μεταφέρουν την οριζόντια συνιστώσα της δύναμης στη διαγώνιο.

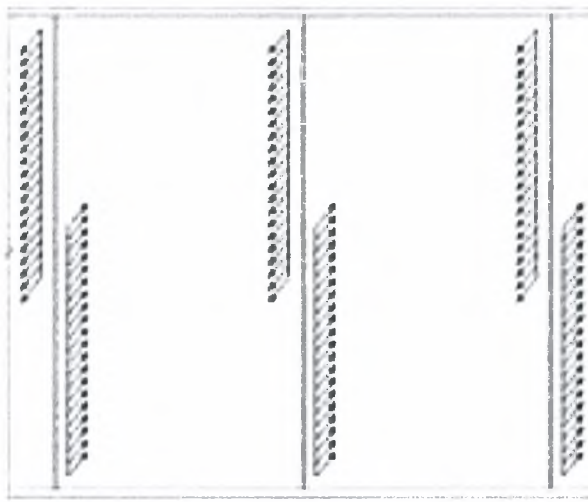


Σχήμα 2.1. Απλοποιημένη συμπεριφορά ΧΔΤ



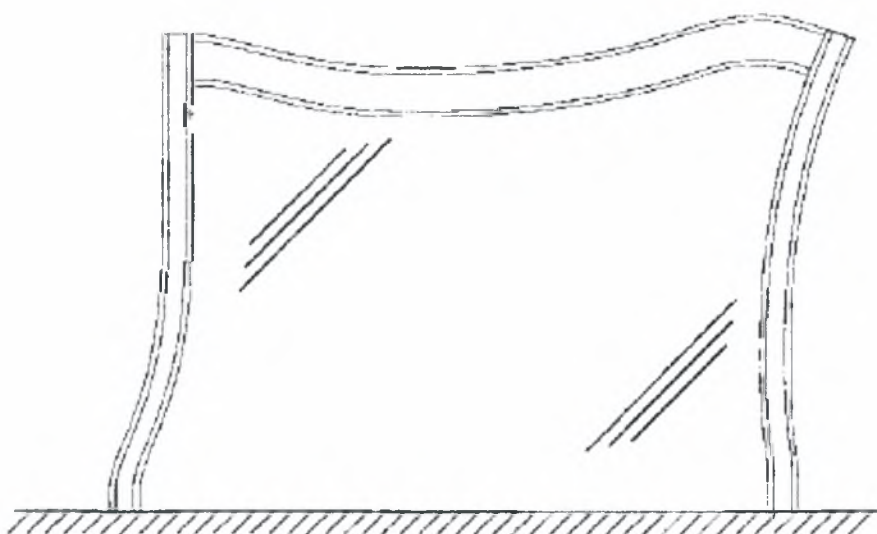
Σχήμα 2.2. Δυνάμεις σε δοκούς και στύλους πλαισίου με διαγώνιους συνδέσμους εφελκυσμού

Αυτή η συμπεριφορά είναι επίσης ανάλογη με τη συμπεριφορά των κάθετων ενισχύσεων στις υψίκορμες δοκούς από επίπεδα ελάσματα (plate girders). Το εφελκυστικό πεδίο που δημιουργείται στον κορμό απαιτεί την τοποθέτηση εγκάρσιων ενισχύσεων, οι οποίες βρίσκονται σε θλίψη, προκειμένου να μεταφερθεί αυτό κατά μήκος του φορέα. Το Σχήμα 2.3 δείχνει τον ρόλο των ενισχύσεων σε μια τέτοια δοκό.



Σχήμα 2.3. Συμπεριφορά εγκάρσιων ενισχύσεων σε υψίκορμες δοκούς από επίπεδα ελάσματα

Ενώ αυτές οι δύο συμπεριφορές είναι χρήσιμες στην κατανόηση της βασικής συμπεριφοράς των ΧΔΤ, είναι ανεπαρκείς για την πλήρη κατανόηση της συμπεριφοράς τους. Ενώ το τοίχωμα λειτουργεί αποκλειστικά σε εφελκυσμό, οι δοκοί και οι στύλοι που το περιβάλλουν σχεδιάζονται διαφορετικά από τις δοκούς και τους στύλους που περιβάλλουν ένα διαγώνιο σύνδεσμο και διαφορετικά από τα πέλματα και τις ενισχύσεις υψίκορμων δοκών από επίπεδα ελάσματα. Τα συνοριακά στοιχεία του ΧΔΤ σχεδιάζονται έτσι ώστε να προσδίδουν δυσκαμψία στο σύστημα και να επιτρέπουν την πλήρη διαρροή του τοιχώματος. Και οι δοκοί και οι στύλοι ανθίσταται στις εφελκυστικές δυνάμεις που αναπτύσσονται εσωτερικά στο τοίχωμα μέσω της καμπτικής παραμόρφωσής τους. Επιπλέον, το εφελκυστικό πεδίο που αναπτύσσεται στο τοίχωμα δρα σε όλο το μήκος των συνοριακών στοιχείων και όχι μόνο στη σύνδεση δοκού-στύλου όπως στην περίπτωση του διαγώνιου συνδέσμου. Στο Σχήμα 2.4 φαίνεται υπό μορφή σκαριφήματος η καμπτική παραμόρφωση των συνοριακών στοιχείων λόγω των δυνάμεων του τοιχώματος.



Σχήμα 2.4. Καμπτική παραμόρφωση συνοριακών μελών ΧΔΤ

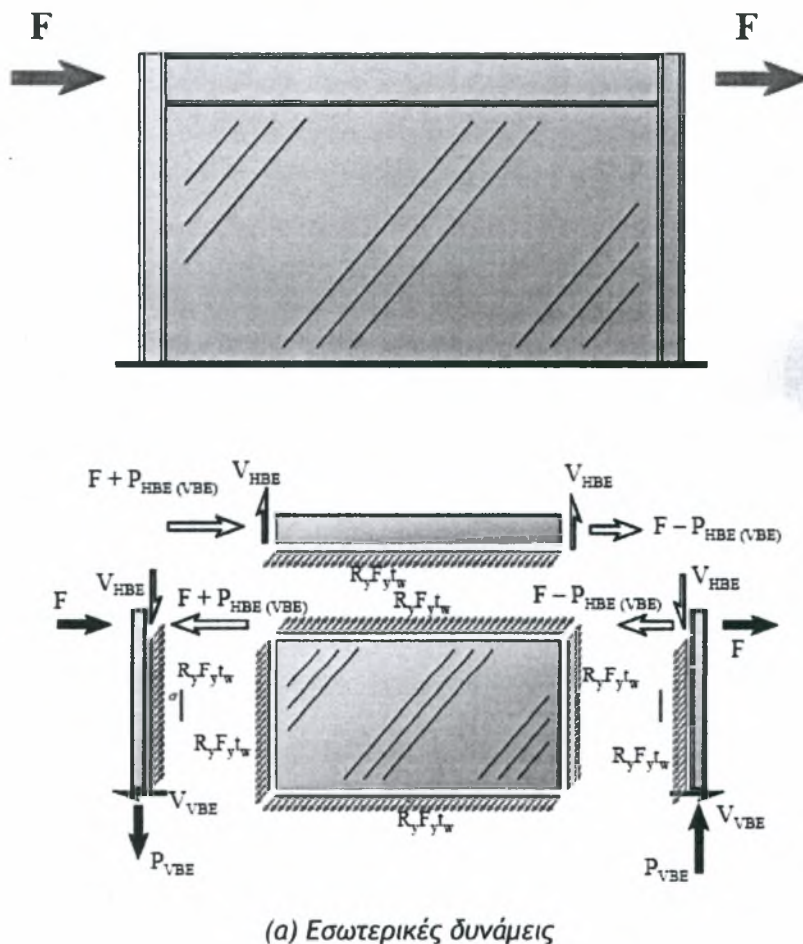
Αυτές οι εσωτερικές δυνάμεις και η αντίσταση που παρέχεται από τα συνοριακά στοιχεία είναι καθοριστικά για να γίνει κατανοητή η συμπεριφορά των ΧΔΤ. Στο Σχήμα 2.5 φαίνεται το διάγραμμα ελευθέρου σώματος του τοιχώματος και των συνοριακών στοιχείων, όπου έχουν διατηρηθεί οι ορισμοί των συνοριακών στοιχείων του Αμερικανικού Κανονισμού (HBE , VBE), η δε σήμανση των δυνάμεων και της γεωμετρίας έχει ως εξής:

F	:	η εξωτερικά επιβαλλόμενη πλευρική δύναμη στο τοίχωμα
$P_{HBE(VBE)}$:	η αξονική δύναμη που δρα στο κάτω άκρο του HBE λόγω της εφελκυστικής δράσης του τοιχώματος (πάνελ) στο VBE
P_{VBE}	:	Η αξονική δύναμη αντίδρασης του VBE
V_{HBE}	:	Η διατμητική δύναμη αντίδρασης του HBE λόγω της εφελκυστικής δράσης του πάνελ
t_w	:	το πάχος του τοιχώματος

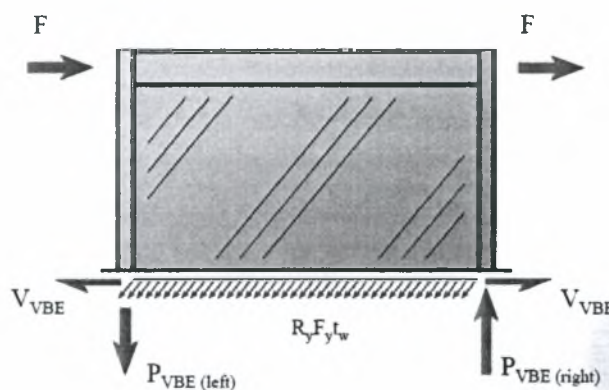
Όπως φαίνεται στο εν λόγω Σχήμα, οι εφελκυστικές δυνάμεις του τοιχώματος δημιουργούν κάμψη στους στύλους και αν η δυσκαμψία τους είναι μικρή, δεν μπορεί να αναπτυχθεί ομοιόμορφο εφελκυστικό πεδίο στο τοίχωμα και η αντοχή του συστήματος μειώνεται.

Αν η δυσκαμψία των στύλων είναι μεγάλη, τότε το τοίχωμα μπορεί να αναπτύξει όλη την εφελκυστική αντοχή του. Επίσης, φαίνεται ότι

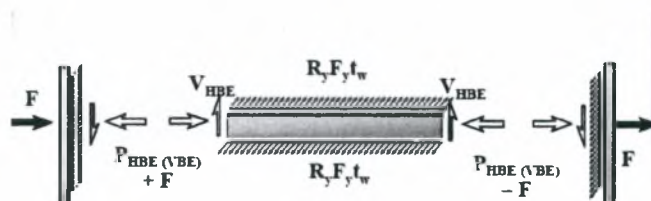
η κάμψη των στύλων εμποδίζεται από τις δοκούς, οι οποίες πρέπει να αντέξουν σε μεγάλη θλίψη μαζί με την κάμψη. Η θλιπτική δύναμη στο κάτω μέρος του δεξιού στύλου ισορροπείται από την εφελκυστική δύναμη στο κάτω μέρος του αριστερού στύλου και από το εφελκυστικό πεδίο του τοιχώματος. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα ο δεξιός στύλος να δέχεται μεγάλη θλιπτική δύναμη και ο αριστερός μειωμένη εφελκυστική δύναμη, πράγμα που οφείλεται στην ευεργετική επιρροή του τοιχώματος. Η δύναμη στην πάνω δεξιά σύνδεση δοκού-στύλου είναι η διαφορά της εξωτερικής δύναμης F και της εσωτερικής δύναμης P που ασκείται από τον στύλο. Αυτή η σύνδεση μπορεί σε κάποιες περιπτώσεις να είναι σε εφελκυσμό και σε άλλες σε θλίψη. Ουσιαστικά είναι σε εφελκυσμό στον τελευταίο όροφο και σε ορόφους στους οποίους το πάχος του τοιχώματος είναι κατά πολύ μειωμένο.



Σχήμα 2.5. Διάγραμμα ελευθέρου σώματος ΧΔΤ (συνεχίζεται)



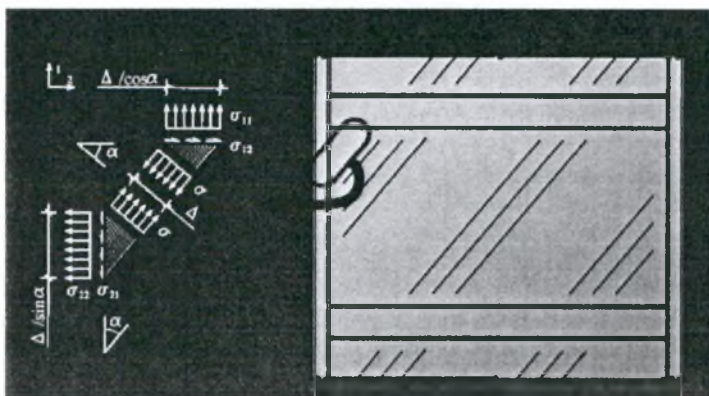
(β) Αντιδράσεις



(γ) Εσωτερικές δυνάμεις σε περιπτώσεις πολλών ορόφων

Σχήμα 2.5. Διάγραμμα ελευθέρου σώματος ΧΔΤ

Σε ότι αφορά τη σύνδεση του τοιχώματος στο περιβάλλον πλαίσιο, για τον σχεδιασμό της θεωρείται ότι το τοίχωμα έχει διαρρεύσει πλήρως. Στο Σχήμα 2.6 φαίνονται οι τάσεις που αναπτύσσονται στις επιφάνειες του τοιχώματος που συνορεύουν με τη δοκό και τον στύλο. Θεωρείται ότι το τοίχωμα βρίσκεται σε καθαρό εφελκυσμό και ότι δεν ασκούνται θλιπτικές ή διατμητικές δυνάμεις.



Σχήμα 2.6. Τάσεις αναπτυσσόμενες στο σύνορο πλαισίου - τοιχώματος

Αν α είναι η γωνία του εφελκυστικού πεδίου, Δ είναι το πλάτος του στοιχειώδους τμήματος του τοιχώματος που εξετάζεται, οι τάσεις που αναπτύσσονται δίνονται από τις κάτωθι εκφράσεις, προϋόντα στατικής ισορροπίας με χρήση τριγωνομετρικών συναρτήσεων:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{11} &= \sigma \cos^2 \alpha \\ \sigma_{12} &= \sigma \sin \alpha \cos \alpha = \frac{1}{2} \sigma \sin 2\alpha \\ \sigma_{21} &= \sigma \sin \alpha \cos \alpha = \frac{1}{2} \sigma \sin 2\alpha = \sigma_{12} \\ \sigma_{22} &= \sigma \sin^2 \alpha \end{aligned} \right\} \quad (2.11)$$

Με βάση τις παραπάνω προκαταρκτικές παρατηρήσεις, είναι κρίσιμο για τη θεωρητική τεκμηρίωση της συμπεριφοράς ΧΔΤ να παρατεθούν αναλυτικά στοιχεία που αφορούν την αναλογία (αλλά και τις διαφορές) της με τη συμπεριφορά του ενισχυμένου κορμού υψίκορμων δοκών από επίπεδα ελάσματα (plate girders)^[17], με την οποία είναι πολύ περισσότερο εξοικειωμένος ο Μηχανικός της καθημερινής πράξης. Στην αναλογία αυτή, τα οριζόντια συνοριακά στοιχεία του ΧΔΤ ομοιάζουν με τις εγκάρσιες ενισχύσεις του κορμού της δοκού, τα κατακόρυφα συνοριακά στοιχεία ομοιάζουν με τα πέλματα της δοκού και το τοίχωμα με τον κορμό της δοκού. Με βάση την αναλογία αυτή το ύψος h του ΧΔΤ ισοδυναμεί με την απόσταση a μεταξύ εγκάρσιων ενισχύσεων κορμού, και το πλάτος L αναλογεί με το ύψος του κορμού h .

Όντως, η διατμητική αντοχή των κορμών τέτοιων δοκών (εφόσον λαμβάνεται υπ' όψη η δράση εφελκυστικού πεδίου) διέπεται από το άθροισμα δύο επί μέρους συστατικών μερών, την αντοχή σε λυγισμό V_{cr} και της δράσης του εφελκυστικού πεδίου V_{tf} .

Κατ' αρχήν, η ελαστική αντοχή σε διατμητικό λυγισμό του κορμού μιας υψίκορμης δοκού από επίπεδα ελάσματα, δίνεται από τη σχέση^[17]

$$\tau_{cr} = k_v \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2) \left(\frac{\min[h, \alpha]}{t} \right)^2} \quad (2.12)$$

όπου ν ο λόγος του *Poisson*, E το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα και t το πάχος του πέλματος, ενώ k_v είναι ο επονομαζόμενος συντελεστής λυγισμού πλάκας. Η έκφραση της κρίσιμης τάσης στην (2.12) παρομοιάζει με αυτή που έχει

υιοθετηθεί στο Παράρτημα Α του Μέρους 1.5 του Ευρωκώδικα 3 (Μέλη από επίπεδα ελάσματα) και αφορά την ελαστική κρίσιμη τάση κύρτωσης της ισοδύναμης ορθότροπης πλάκας [εξίσωση (Α.1)]:

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \sigma_E, \quad \sigma_E = \frac{\pi^2 E t^2}{12 (1 - \nu^2) b^2} \quad (2.13)$$

με την τροποποίηση ότι ο συντελεστής κύρτωσης της ισοδύναμης ορθότροπης πλάκας $k_{\sigma,p}$ αντικαθίσταται από τον συντελεστή κύρτωσης k_τ λόγω διάτμησης για ελάσματα με δύσκαμπτες εγκάρσιες νευρώσεις και χωρίς διαμήκειες νευρώσεις (παράγραφος Α3 του ανωτέρω Παραρτήματος - σχέσεις (Α.5)):

$$\begin{aligned} k_\tau &= 5,34 + 4,00 (h_w/\alpha)^2 & \text{όταν } \alpha/h_w \geq 1 \\ k_\tau &= 4,00 + 5,34 (h_w/\alpha)^2 & \text{όταν } \alpha/h_w < 1 \end{aligned} \quad (2.14)$$

Η αντοχή σε διατμητικό λυγισμό του κορμού των δοκών αυτών μπορεί να υπολογιστεί με βάση τις συστάσεις των Κανονισμών, ως εξής:

Κατά τον Αμερικανικό Κανονισμό (LRFD - AISC 2005, Κεφάλαιο G) η εν λόγω αντοχή δίδεται από τη σχέση:

$$V_{cr} = 0.6 F_{yw} A_w C_v \quad (2.15)$$

όπου $0.6 \cong 1/\sqrt{3}$, $A_w = h t_w$ η επιφάνεια του κορμού και C_v ο λόγος της τάσης λυγισμού προς την τάση διατμητικής διαρροής, ίσος με

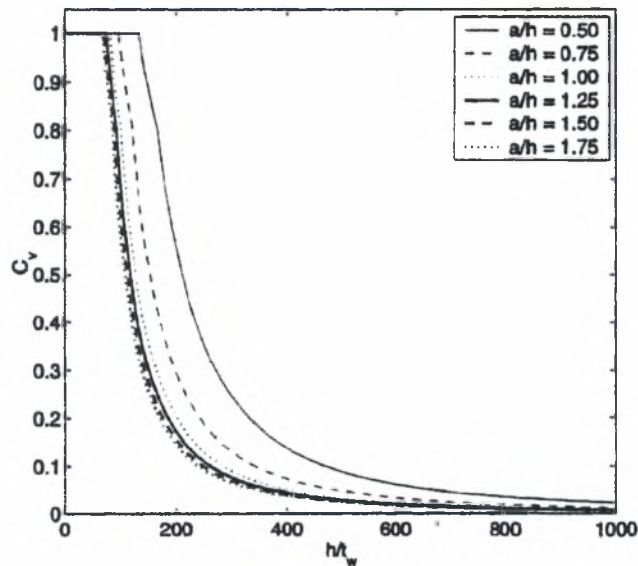
$$C_v = 1 \quad \text{για} \quad \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_{yw}}} \quad (2.16\alpha)$$

$$C_v = \frac{1.10 \sqrt{k_v E / F_{yw}}}{h/t_w} \quad \text{για} \quad 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_{yw}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_{yw}}} \quad (2.16\beta)$$

$$C_v = \frac{1.51 k_v E}{(h/t_w)^2 F_{yw}} \quad \text{για} \quad \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_{yw}}} \quad (2.16\gamma)$$

με τον συντελεστή λυγισμού πλάκας k_v να είναι ίδιος με τον k_τ της σχέσης (2.14). Η (2.16α) αντιπροσωπεύει μη λυγηρούς κορμούς που διαρρέουν λόγω τέμνουσας πριν τον λυγισμό, η (2.16β) δηλώνουν μια γραμμική μετάβαση προς αυξημένη λυγηρότητα ενώ η (2.16γ) λυγηρούς κορμούς. Στο Σχήμα (2.7) φαίνονται καμπύλες του C_v συναρτήσεως του λόγου h/t_w (λυγηρότητας του κορμού) για

διάφορες τιμές του λόγου a/h , από το οποίο καταδεικνύεται ότι η αντοχή σε διατμητικό λυγισμό για τυπικά λεπτότοιχα ΧΔΤ (με λυγηρότητα μεταξύ 300 και 1000) είναι ουσιαστικά αμελητέα.



Σχήμα 2.7. Διαγράμματα του συντελεστή C_v συναρτήσει του λόγου h/t_w (λυγηρότητας του κορμού)

Υπενθυμίζεται η πρόβλεψη του Ευρωκώδικα 8 για τα ΧΔΤ και ειδικότερα η χρήση της παραμέτρου C_v , που απαντάται στον Αμερικανικό Κανονισμό!!!!!!!

Κατά τον Ευρωκώδικα 3, Μέρος 1-1^[19], η αντοχή σε λυγισμό λόγω διάτμησης για κορμούς χωρίς ενδιάμεσες ενισχύσεις πρέπει να γίνεται σύμφωνα με το Κεφάλαιο 5 του EN 1993-1-5^[20], εάν ισχύει ότι $\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta}$ με το η να δίνεται στο Μέρος 1-5, και συντηρητικά να μπορεί να ληφθεί ίσο με τη μονάδα. Πιο συγκεκριμένα, ελάσματα με λόγο h_w/t μεγαλύτερο από $\frac{72}{\eta} \varepsilon$ για μη ενι-

σχυμένο κορμό, ή $\frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau}$ για ενισχυμένο κορμό, πρέπει να ελέγχονται για αντοχή σε κύρτωση λόγω διατμητικών τάσεων και πρέπει να ενισχύονται με ε-

γκάρσιες νευρώσεις στις στηρίξεις, όπου $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y [N/mm^2]}}$ ενώ ο συντελεστής

κύρτωσης k_t δίδεται στην (2.14). Αναλυτικότερα, για μη ενισχυμένους ή ενισχυμένους κορμούς η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα πρέπει να λαμβάνεται ως εξής:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad (2.17^*)$$

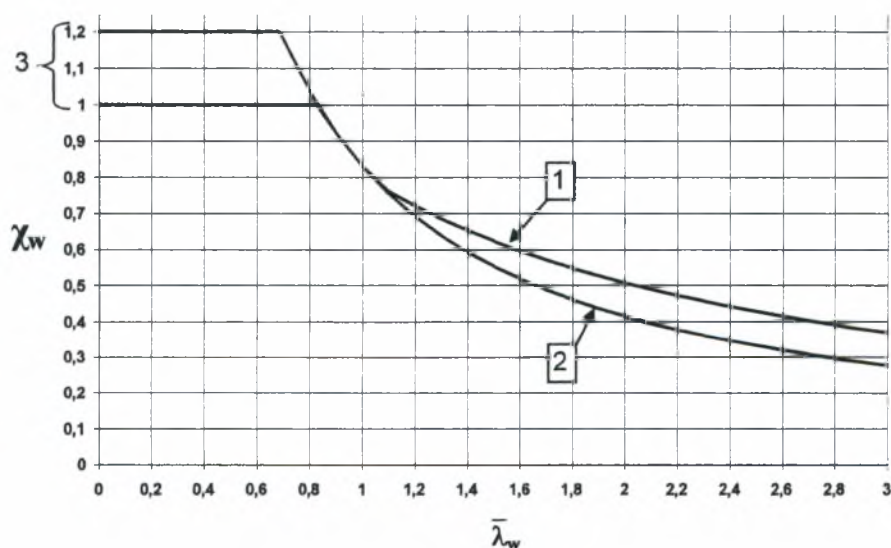
Στην ανωτέρω σχέση, η $V_{bw,Rd}$ αποτελεί την συνεισφορά του κορμού, και ισούται με:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad (2.18)$$

όπου ο συντελεστής χ_w λαμβάνεται είτε από τον επόμενο Πίνακα είτε από το Σχήμα 2.8, που ακολουθούν.

Συνεισφορά κορμού χ_w στην αντοχή σε κύρτωση λόγω διατμητικών τάσεων

	Δύσκαμπτη ακραία νεύρωση	Μη δύσκαμπτη ακραία νεύρωση
$\bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$	η	η
$0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$



1 Δύσκαμπτη ακραία νεύρωση, 2 Μη δύσκαμπτη ακραία νεύρωση, 3 Εύρος του προτεινόμενου η

* Η ομοιότητα του όρου που περιέχει το η στην (2.17) με τη σχέση (2.15) του LRFD είναι προφανής

Σχήμα 2.8. Συντελεστής κύρτωσης λόγω διατμητικών τάσεων χ_w

Οι τιμές του παραπάνω Πίνακα αλλά και του Σχήματος 2.8 περιέχουν την ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_w$ που προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$\bar{\lambda}_w = 0,76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} \quad (2.19)$$

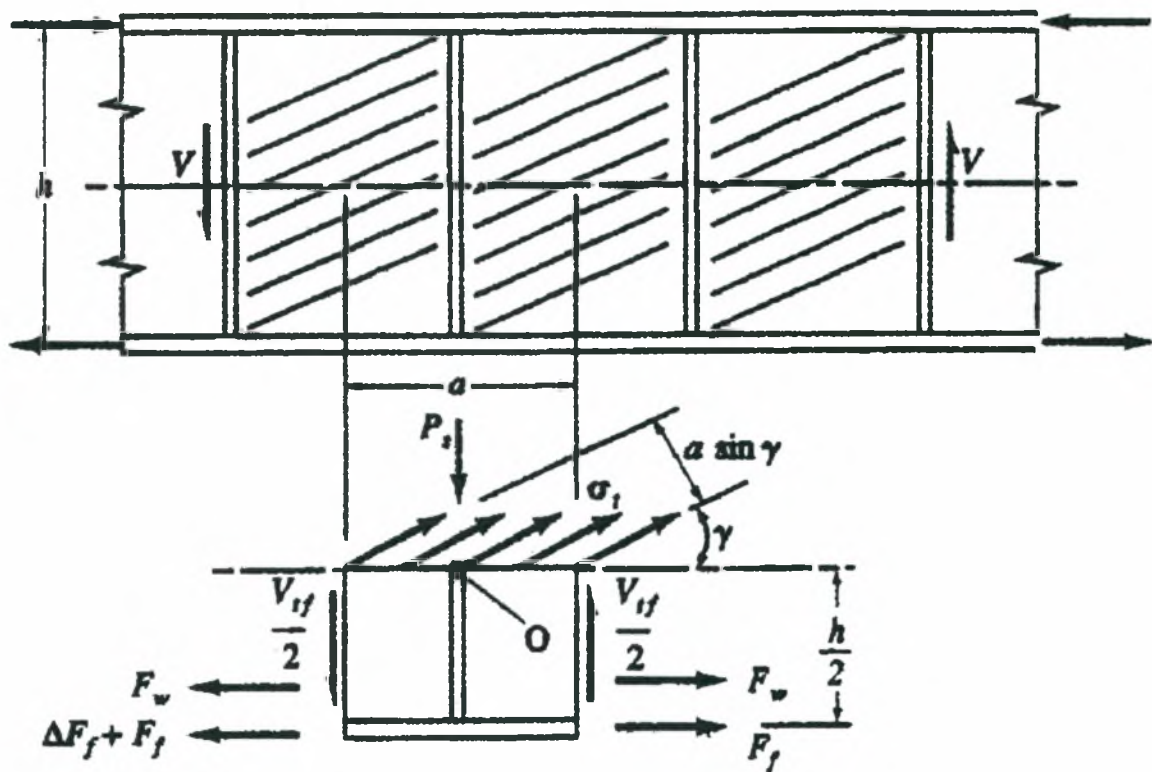
με $\tau_{cr} = k_r \sigma_E$ εκ των (2.13) και (2.14).

Η συνεισφορά των πελμάτων, η οποία προβλέπεται να συμμετάσχει στην (2.17) μόνον όταν η αντοχή τους δεν αξιοποιείται όλη για την αντιμετώπιση της καμπτικής ροπής δίδεται στην παράγραφο 5.4 του EN 1993-1-5. Όμως για την αναλογία με τα ΧΔΤ κάτι τέτοιο δεν ισχύει, οπότε περιττεύει περαιτέρω αναφορά.

Πέραν των ανωτέρω, ο κορμός της δοκού από επίπεδα ελάσματα παρουσιάζει σημαντική μεταλυγισμική αντοχή, λόγω της ανάπτυξης διαγώνιου εφελκυστικού πεδίου. Από την ισορροπία οριζόντιων δυνάμεων και ροπών, όπως φαίνονται στο διάγραμμα ελευθέρου σώματος του Σχήματος 2.9 (κατά Salmon και Johnson, 1996), προκύπτει η διατμητική αντοχή του εφελκυστικού πεδίου, η οποία ισούται με:

$$V_{yf} = \sigma_t \frac{ht_w}{2} \sin 2\gamma \quad (2.20)$$

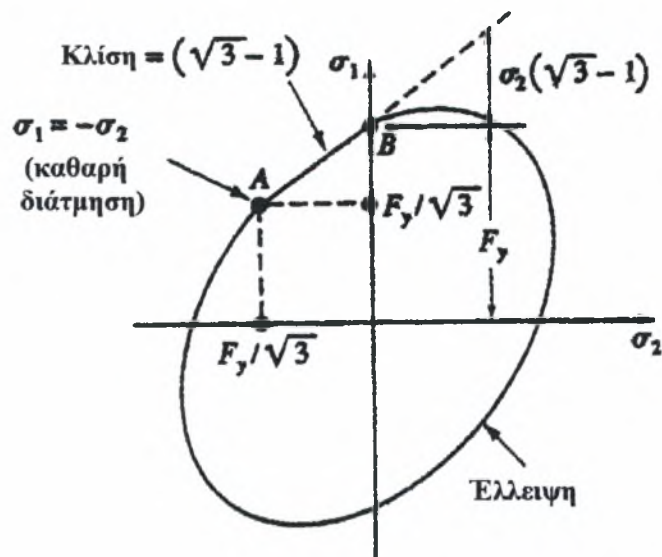
όπου σ_t είναι η μεμβρανική εφελκυστική τάση στον κορμό και γ η γωνία κλίσης του εφελκυστικού πεδίου, η οποία μετράται από την οριζόντια διεύθυνση, h είναι το ύψος του κορμού και t_w το πάχος του.



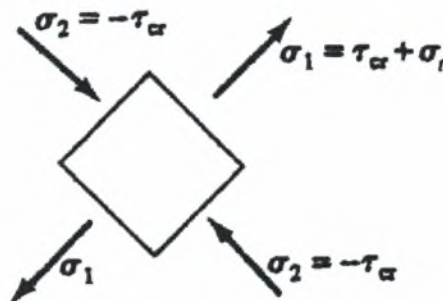
Σχήμα 2.21. Διάγραμμα ελευθέρου σώματος στην περιοχή των ενισχύσεων του κορμού

Σύμφωνα με τα κριτήρια αστοχίας με βάση την ενέργεια παραμόρφωσης (energy of distortion failure criteria) που απεικονίζεται γραφικά στο Σχήμα 2.22, η κύρια τάση σ_1 , εκφράζεται ως $\sigma_1 = \tau_{cr} + \sigma_t$ και η μέγιστη αντοχή φθάνεται όταν η σ_1 φθάσει την τάση διαρροής του κορμού. Ως εκ τούτου, η οριακή εξίσωση για την διατμητική αντοχή λόγω δράσης εφελκυστικού πεδίου λαμβάνει τη μορφή

$$V_{tf} = \sigma_t \frac{ht_w}{2} \sin 2\gamma \quad (2.21)$$



(α)



(β)

Σχήμα 2.22. Κριτήρια αστοχίας ενέργειας παραμόρφωσης

Για λεπτότοιχους κορμούς, με άλλα λόγια για κορμούς με αμελητέα αντοχή σε λυγισμό (όπως σε τυπικά ΧΔΤ), θα ισχύει ότι:

$$V_{gf} = F_{yw} \frac{ht_w}{2} \sin 2\gamma \quad (2.22)$$

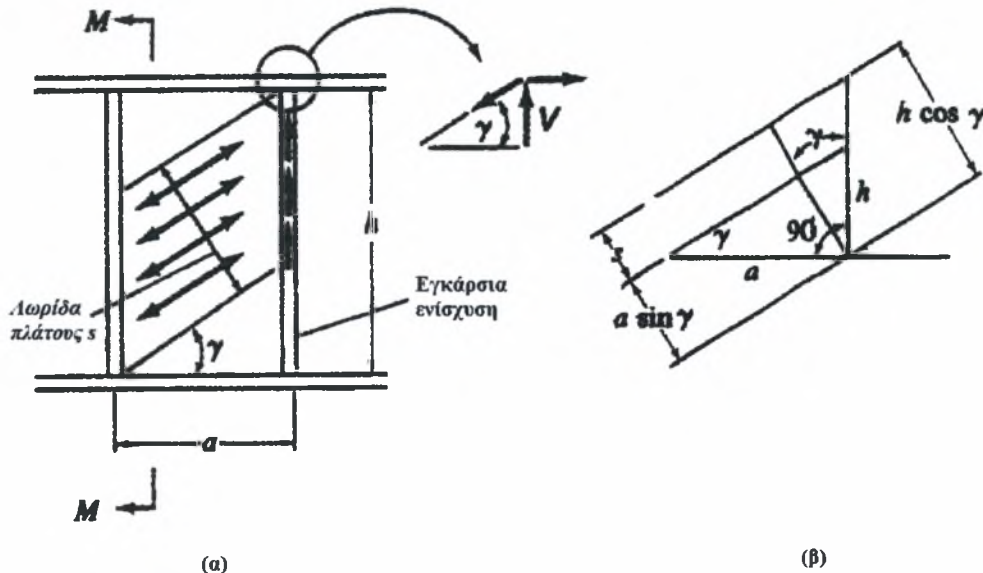
Η γωνία κλίσης γ των τάσεων εφελκυστικού πεδίου του κορμού μπορεί να ευρεθεί χρησιμοποιώντας την κατανομή των τάσεων του Σχήματος 2.23α. Θεωρώντας μόνο τις δυνάμεις εφελκυστικού πεδίου στην ενίσχυση (δηλαδή σε μια λωρίδα πλάτους s), η μερική τέμνουσα ΔV_{gf} που εκδηλώνεται ως θλίψη στην ενίσχυση ισούται με:

$$\Delta V_{gf} = \sigma_t s t_w \sin 2\gamma \quad (2.23)$$

ενώ από τη γεωμετρία του Σχήματος 2.23β προκύπτει ότι

$$s = h \cos \gamma - \alpha \sin \gamma \quad (2.24)$$

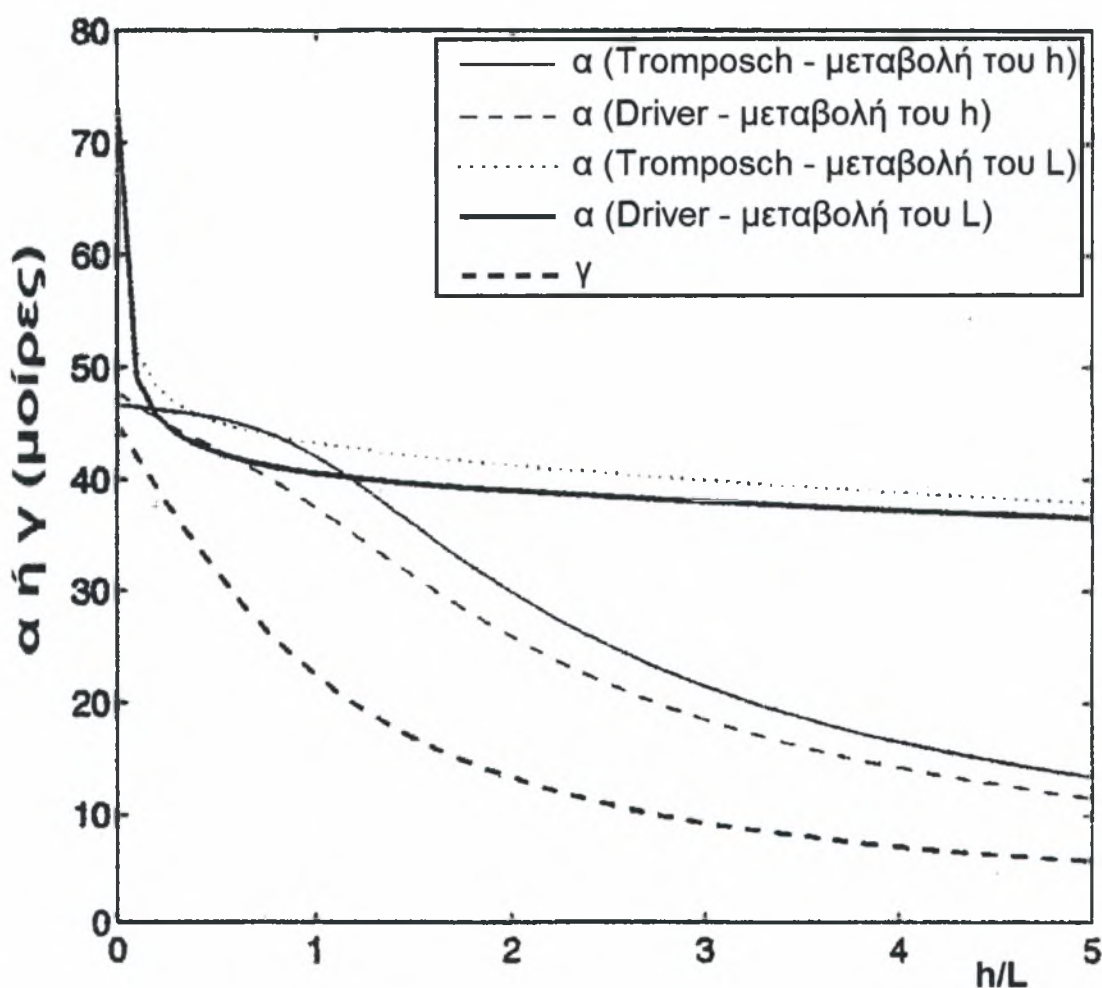
$$(2.23) \wedge (2.24) \Rightarrow \tan 2\gamma = \frac{1}{\alpha/h} \Rightarrow \sin 2\gamma = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{\alpha}{h}\right)^2}} \quad (2.25)$$



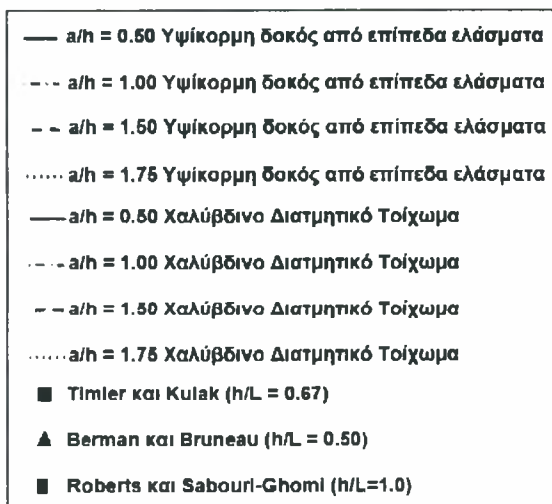
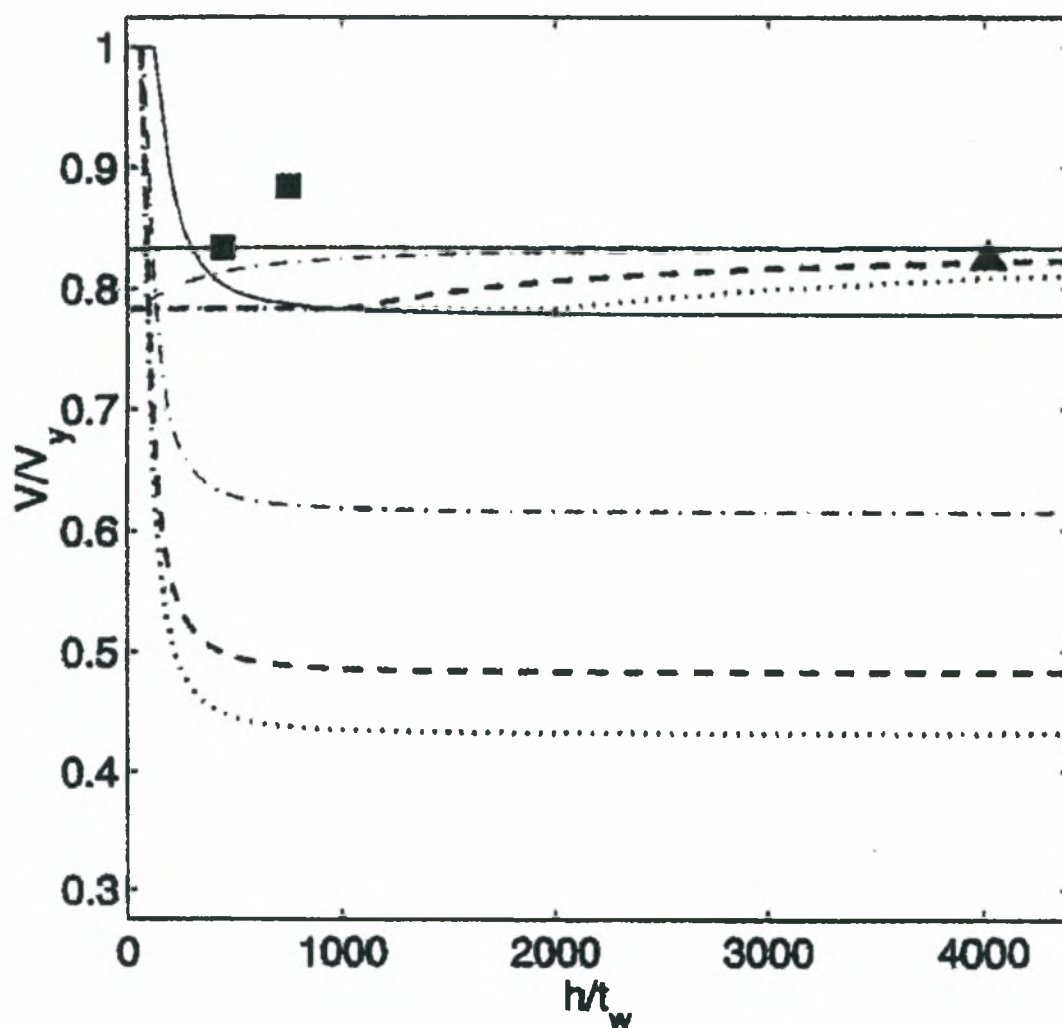
Σχήμα 2.23. (α) Κατανομή δυνάμεων πλησίον της ενίσχυσης και (β) γεωμετρία της λωρίδας
εφελκυστικού πεδίου

Συγκρίνοντας την διατμητική αντοχή των χαλύβδινων διατμητικών τοιχωμάτων, όπως αυτή προκύπτει από την πλαστική ανάλυση (Εξ. 1.26) και την διατμητική αντοχή του κορμού ως άνω, παρατηρούμε ότι η μόνη διαφορά στην έκφρασή τους είναι η γωνία, που στη μία περίπτωση αναφέρεται ως α και στην άλλη ως γ . Πειραματικά δεδομένα για ΧΔΤ διαφόρων διαστάσεων έδειξαν ότι η διαφορά μεταξύ τους είναι σημαντική. Αυτό συμβαίνει επειδή η γωνία α (η οποία υπολογίζεται από την Εξ. 1.1) εξαρτάται από τις διαστάσεις των μελών του περιβάλλοντος πλαισίου, οι οποίες καθορίζουν και τη δυσκαμψία του, για παράδειγμα η αύξηση του ύψους του στύλου τον καθιστά μακρύτερο και πιο εύκαμπτο, ενώ η γωνία γ (η οποία υπολογίζεται από την Εξ. 2.25) εξαρτάται από τον λόγο των διαστάσεων των μελών του περιβάλλοντος πλαισίου και δεν επηρεάζεται από τη δυσκαμψία τους. Σε ότι αφορά την διατμητική αντοχή παρατηρείται σημαντική διαφορά στις τιμές που προκύπτουν. Η εξίσωση

(2.2) υποτιμά τη διατμητική αντοχή (κυρίως για άκαμπτη σύνδεση δοκού-στύλου), καθώς κατά την εξαγωγή της δεν λαμβάνεται υπόψη ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στο περιβάλλον πλαίσιο, όπως συμβαίνει στην πραγματικότητα. Οι ως άνω διαπιστώσεις μπορούν να παρατηρηθούν από τις γραφικές απεικονίσεις των Σχημάτων 2.24 και 2.25. Στο πρώτο από αυτά έχουν χαραχθεί οι καμπύλες των γωνιών α και γ συναρτήσει του λόγου ύψους προς πλάτος ενός ΧΔΤ (αλλάζοντας είτε το ύψος είτε το πλάτος - άνοιγμα), ενώ στο δεύτερο η σύγκριση των αποτελεσμάτων των εξισώσεων $(1.26)^{(1.1)} - (2.15)^{(2.16)}$ συναρτήσει του λόγου h/t_w του τοιχώματος πλήρωσης.



Σχήμα 2.24. Μεταβολή των γωνιών α και γ συναρτήσει του λόγου h/L ενός ΧΔΤ



Σχήμα 2.25. Σύγκριση των εξισώσεων $(1.26)^{(1.1)} - (2.15)^{(2.16)}$ συναρτήσει του λόγου h/t_w του τοιχώματος πλήρωσης

Συμπερασματικά, η θεώρηση των ΧΔΤ ως υψίκορμες δοκούς από επίπεδα ελάσματα με εγκάρσιες ενισχύσεις και η επίλυσή τους με τις εξισώσεις που προκύπτουν από αυτές, είναι λανθασμένη, καθόσον η συμπεριφορά τους είναι μοναδική και πρέπει να αντιμετωπίζεται με αυτό το δεδομένο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο: Προτεινόμενοι Κανόνες Εφαρμογής προς Ένταξη στον Ευρωκώδικα 3

Όπως έχει αναφερθεί, όταν μια λεπτή μεταλλική πλάκα υποβάλλεται σε διάτμηση, μετά την υπέρβαση της διατμητικής αντοχής της λυγίζει και δημιουργούνται πτυχές στην επιφάνειά της, οι οποίες της προσδίδουν σημαντική μεταλυγισμική αντοχή, και είναι αποτέλεσμα της δράσης του εφελκυστικού πεδίου. Η φυσική αναπαράσταση της δράσης του εφελκυστικού πεδίου με λωρίδες ίσου πλάτους (η μέθοδος λωρίδων) παρέχει μια αρκετά καλή εκτίμηση της συμπεριφοράς του διατμητικού τοιχώματος, όπως έχει επισημανθεί και από πολλούς ερευνητές (Thornburn κ.α. (1983), Driver κ.α. (1997)). Αποτελεί έναν απλό τρόπο, σε σύγκριση με τα δύσχρηστα μοντέλα πεπερασμένων στοιχείων, προσέγγισης της συμπεριφοράς τους, αποφεύγοντας τη θεώρησή τους ως πλάκες-δοκούς ή ως διαγώνιων συνδέσμων, οι οποίες δεν ανταποκρίνονται στην πραγματικότητα.

Στους κανονισμούς που εφαρμόζονται στην Ελλάδα (Ευρωκώδικας, ΕΑΚ) οι πληροφορίες που παρέχονται σε ότι αφορά τη διαστασιολόγηση των ΧΔΤ είναι, όπως είδαμε, ελλιπείς και μη τεκμηριωμένες. Απουσιάζει η πρόταση ενός μοντέλου, το οποίο θα προσεγγίζει ικανοποιητικά τη συμπεριφορά τους και σύμφωνα με το οποίο θα πραγματοποιείται η διαδικασία σχεδιασμού.

Ο στόχος μιας απλοποιημένης, εύχρηστης και παράλληλα θεωρητικά και πειραματικά τεκμηριωμένης προσομοίωσης, έγκειται κατά βάση στον προσδιορισμό των δυνάμεων που ασκούνται στα στοιχεία ενός συστήματος ΧΔΤ, προκειμένου να καταστεί στη συνέχεια εφικτή η διαστασιολόγηση του.

Για τους λόγους αυτούς, για τη διαστασιολόγηση των ΧΔΤ, προτείνεται η υιοθέτηση του **μοντέλου των λωρίδων**. Όπως περιγράφηκε σε προηγούμενο Κεφάλαιο, αυτή η μέθοδος περιλαμβάνει τη μοντελοποίηση του τοιχώματος με λωρίδες που βρίσκονται σε εφελκυσμό, είναι παράλληλες μεταξύ τους και απέχουν ίσες αποστάσεις, το μέτρο ελαστικότητας τους είναι το ίδιο με αυτό του χάλυβα του ΧΔΤ. **Ο αριθμός των λωρίδων** που προτείνεται να χρησιμοποιείται είναι **δέκα**, καθώς από την έρευνα έχει προκύψει ότι η χρήση περισσότερων

λωρίδων δε βελτιώνει σημαντικά το αποτέλεσμα (Timler και Kulak, 1983). Η κλίση του εφελκυστικού πεδίου α υπολογίζεται από την εξίσωση 1.1, η οποία

παράτιθεται εκ νέου στο σημείο αυτό:
$$\tan^4 \alpha = \frac{\frac{2}{tL} + \frac{1}{A_c}}{\frac{2}{tL} + \frac{2h}{A_b L} + \frac{h^4}{180 I_y L^2}}.$$

Οι λωρίδες τοποθετούνται σε σταθερή απόσταση μεταξύ τους η οποία υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$\Delta_x = \frac{1}{n}(L + h \tan \alpha) \quad (3.1)$$

όπου L είναι το πλάτος του τοιχώματος, h είναι το ύψος του τοιχώματος και n είναι ο αριθμός των λωρίδων.

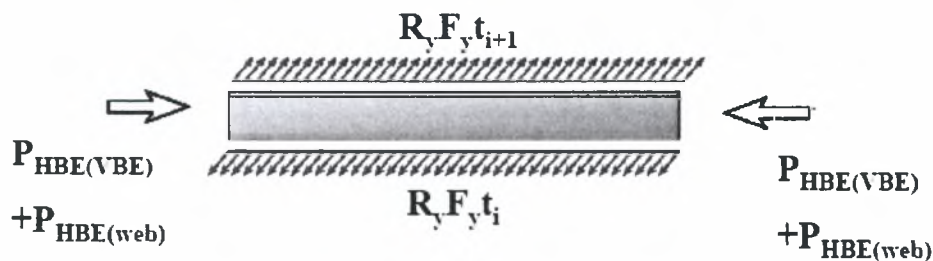
Η επιφάνεια της κάθε λωρίδας είναι ίση με:

$$A_s = \frac{L \cos \alpha + h \sin \alpha}{n} t_w \quad (3.2)$$

Έχοντας επιλέξει το μοντέλο που θα χρησιμοποιηθεί, το επόμενο βήμα είναι η διαστασιολόγηση του πλαισίου και του τοιχώματος. Για τον σκοπό αυτόν, αναγκαία είναι η εύρεση των δράσεων σχεδιασμού σε δοκούς και στύλους.

Στις δοκούς, όπως προκύπτει από την ανάλυση της συμπεριφοράς ενός ΧΔΤ, οι οριζόντιες δυνάμεις που ασκούνται οφείλονται στην οριζόντια συνιστώσα του εφελκυστικού πεδίου και στις οριζόντιες δυνάμεις που οφείλονται στον στύλο και στο τοίχωμα.

Σύμφωνα με την ανάλυση των τάσεων όπως παρατέθηκε στο προηγούμενο Κεφάλαιο (Σχήμα 2.6) οι οριζόντιες δυνάμεις που ασκούνται στη δοκό είναι:



Σχήμα 3.1 Οριζόντιες δυνάμεις που ασκούνται στη δοκό

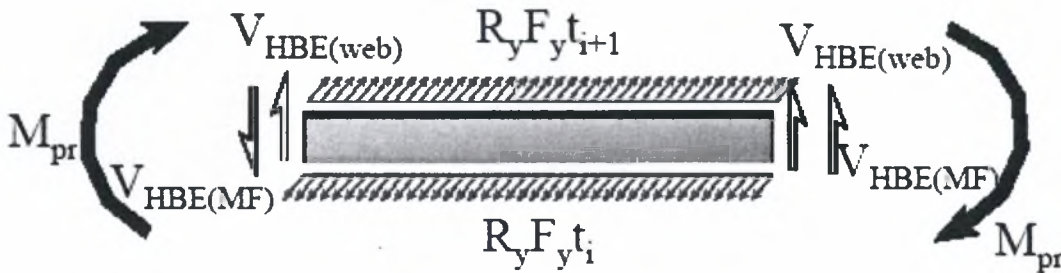
όπου:

$$P_{HBE,VBE} = \sum \frac{1}{2} \sigma \sin^2(a) t_w h \quad (3.3)$$

$$P_{HBE,WEB} = \frac{1}{2} \sigma [t_i \sin(2a_i) - t_{i+1} \sin(2a_{i+1})] L \quad (3.4)$$

και $\sigma = F_y$, δηλαδή η τάση διαρροής, h το ύψος του τοιχώματος, t το πάχος και L το μήκος του τοιχώματος.

Οι κάθετες δυνάμεις που ασκούνται στη δοκό είναι:



Σχήμα 3.2 Κάθετες δυνάμεις που ασκούνται στη δοκό

όπου:

$$V_{HBE,WEB} = \sigma [t_i \cos^2 a_i - t_{i+1} \cos^2 a_{i+1}] \frac{L}{2} \quad (3.5)$$

Η απαιτούμενη διατμητική αντοχή στη σύνδεση δοκού-στύλου είναι ίση με:

$$V_{HBE,MF} = \frac{2M_{pr}}{L_h} \quad (3.6)$$

όπου

$$M_{pr} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{Mo}} \quad (3.7)$$

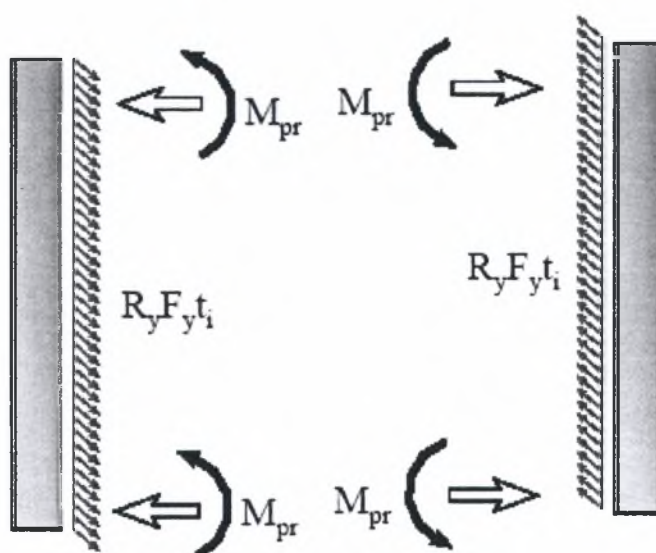
η οποία είναι η καμπτική αντοχή όπως ορίζεται από τον Ευρωκώδικα 3 (Κεφάλαιο 1.1) και L_h είναι η απόσταση μεταξύ των πλαστικών αρθρώσεων. Επίσης λαμβάνοντας υπόψη την επίδραση της αξονικής, αντί της καμπτικής αντοχής μπορούμε να λάβουμε υπόψη μας την μειωμένη καμπτική αντοχή:

$$M_{N.Rd} = M_{pr} \left[1 - \left(\frac{N_{E,d}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right] \quad (3.8)$$

όπου $N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$ η αντοχή σε αξονική δύναμη, ενώ η μέγιστη ροπή, που ασκείται στο μέσο της δοκού, είναι ίση με:

$$M_u = \sigma(t_i \cos \alpha_i - t_{i+1} \cos \alpha_{i+1}) \frac{L^2}{8} \quad (3.9)$$

Στους στύλους μας ενδιαφέρουν μόνο οι οριζόντιες δυνάμεις και αυτές δίδονται σύμφωνα με την ισορροπία, που απεικονίζεται στο διάγραμμα ελευθέρου σώματος του Σχήματος 3.3:



Σχήμα 3.3 Δυνάμεις που ασκούνται στους στύλους

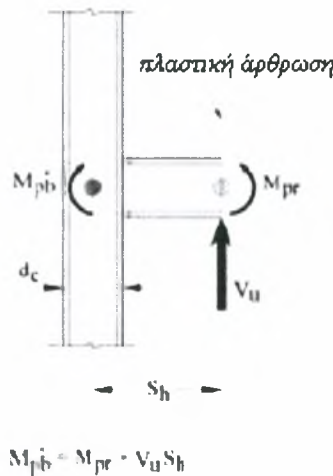
όπου:

$$V_{VBE,WEB} = \frac{1}{2} \sigma \sin^2(\alpha) t_w h \quad (3.10)$$

$$V_{VBE,HBE} = \sum \frac{\frac{1}{2} M_{ph}}{h} \quad (3.11)$$

που είναι η διατμητική δύναμη που ασκείται στον στύλο λόγω δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης στη δοκό, όπου M_{pb} είναι η ροπή που ασκείται στο στύλο λόγω της δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης στη δοκό (Σχήμα 3.4), ίση με:

$$M_{pb} = M_{pr} + V_u \cdot s_h \quad (3.12)$$



Σχήμα 3.4 Δυνάμεις στον στύλο λόγω πλαστικής άρθρωσης στη δοκό

$$M_{VBE,WEB} = \sigma \sin^2(a) t \frac{h^2}{8} \quad (3.13)$$

Ξεκινώντας τη διαδικασία σχεδιασμού, το μόνο γνωστό μέγεθος είναι η εξωτερική δράση, η οποία καθορίζεται με βάση τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό σε συνδυασμό με τις σχετικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 8.

Αρχικά, εκτιμώνται οι διαστάσεις των διατομών της δοκού και του στύλου του περιβάλλοντος πλαισίου. Σύμφωνα με τον Αμερικάνικο Κανονισμό, ο λόγος πλάτους-ύψους του τοιχώματος θα πρέπει να κυμαίνεται μεταξύ 0,8 και 2,5.

Για την διαστασιολόγηση του τοιχώματος θεωρούμε ότι το αυτό διαρρέει πλήρως και ότι τα μέλη του περιβάλλοντος πλαισίου δεν αναλαμβάνουν διάτμηση. Η διατμητική αντοχή του τοιχώματος όπως υπολογίστηκε σε προηγούμενο Κεφάλαιο(εξίσωση 1.25) είναι ίση με: $V = \frac{1}{2} f_y t L \sin(2a)$

Δίνοντας τιμές στο πάχος υπολογίζουμε την αντίστοιχη αντοχή (Εξ 1.25), γνωρίζοντας ότι ισχύει ο κανόνας ότι η δράση θα πρέπει να είναι μικρό-

τερη της αντοχής. Η γωνία του εφελκυστικού πεδίου γνωρίζουμε ότι κυμαίνεται από 30° ως 55°. Προκειμένου να υπολογίσουμε την αντοχή του τοιχώματος υποθέτουμε συντηρητικά ότι η γωνία του εφελκυστικού πεδίου είναι ίση με 30°.

Για τον υπολογισμό του πάχους του τοιχώματος, δεν προτείνεται η χρήση της εξίσωσης 2.3, που προτείνεται από τον Αμερικάνικο Κανονισμό, καθώς προκύπτει με βάση τη θεώρηση ότι η συμπεριφορά του ΧΔΤ είναι ανάλογη με αυτή του διαγωνίου συνδέσμου, η οποία δεν αντιστοιχεί στη πραγματικότητα όπως αναφέρθηκε.

Αφού προσδιοριστεί το πάχος του τοιχώματος, ελέγχουμε τις διαστάσεις του στύλου που έχουμε επιλέξει, ώστε να βεβαιωθούμε ότι αυτός είναι αρκετά δύσκαμπτος ώστε να βοηθήσει την πλήρη διαρροή του τοιχώματος. Η δυσκαμψία του θα πρέπει να πληροί τη συνθήκη:

$$EI_c \geq 0.00307 \frac{t_w h^4}{L} E \quad (3.14)$$

Εδώ, t είναι το πάχος του τοιχώματος, h είναι το ύψος και L το πλάτος του τοιχώματος.

Σε ότι αφορά τις δοκούς, υπάρχει και σε αυτές υψηλή απαίτηση σε ότι αφορά τη δυσκαμψία και όπως και οι στύλοι οι διαστάσεις τους ελέγχονται με τη συνθήκη:

$$EI_b \geq 0.00307 \frac{\Delta t_w h^4}{L} E \quad (3.15)$$

με Δt_w να είναι η διαφορά του πάχους πάνω και κάτω από τη δοκό που εξετάζεται. Επίσης, η επιλογή των διατομών των δοκών και των στύλων πρέπει να εξασφαλίζει ότι ο κορμός τους να είναι τουλάχιστον τόσο ανθεκτικός όση είναι η αντοχή του τοιχώματος, που οδηγεί στον περιορισμό:

$$t_w \geq \frac{t_w F_{y,web}}{F_{y,BE}} \quad (3.16)$$

Έχοντας επιλέξει τις διατομές των δοκών και των στύλων, επαναυπολογίζεται η γωνία του εφελκυστικού πεδίου σύμφωνα με την εξίσωση 1.1.

Στη συνέχεια υπολογίζονται οι δυνάμεις που ασκούνται στα μέλη του περιβάλλοντος πλαισίου. Στην δοκό ασκούνται σημαντικές αξονικές δυνάμεις

λόγω της επίδρασης του εφελκυστικού πεδίου του τοιχώματος στον στύλο. Επίσης υπάρχουν καμπτικές δράσεις λόγω διαφοράς των δυνάμεων πάνω και κάτω από τη δοκό. Επιπλέον πρέπει αυτό να ανθίσταται με επάρκεια στις δυνάμεις και τις ροπές που προκαλούνται από την παραμόρφωση και τα φορτία βαρύτητας.

Η αξονική δύναμη στη δοκό λόγω του στύλου θα είναι ίση με:

$$P_{HBE,VBE} = \sum \frac{1}{2} \sigma \sin^2(a) t_w h \quad (3.17)$$

Η αξονική δύναμη που ασκείται λόγω του τοιχώματος είναι:

$$P_{HBE,WEB} = \frac{1}{2} [\sigma_i t_i \sin(2a_i) - \sigma_{i+1} t_{i+1} \sin(2a_{i+1})] L \quad (3.18)$$

οπότε η συνολική αξονική δύναμη στη δοκό είναι:

$$P_{HBE} = P_{HBE,VBE} \pm \frac{1}{2} P_{HBE,WEB} \quad (3.19)$$

όπου το “+” χρησιμοποιείται για τη δύναμη στα αριστερά και το “-“ για τη δύναμη στα δεξιά της δοκού.

Λόγω της παραμόρφωσης θα υπάρξει κάμψη. Στο μέσο της δοκού η ροπή κάμψης θα είναι:

$$M_u = \frac{w_a}{8} L^2 \quad (3.20)$$

όπου $w_a = \sigma_i t_i \cos^2 a_i - \sigma_{i+1} t_{i+1} \cos^2 a_{i+1}$

Οι κάθετες δυνάμεις που ασκούνται στη δοκό είναι:

$$V_{HBE,WEB} = \sigma [t_i \cos^2 a_i - t_{i+1} \cos^2 a_{i+1}] \frac{L}{2} \quad (3.21)$$

Η απαιτούμενη διατμητική αντοχή στη σύνδεση δοκού-στύλου είναι ίση με:

$$V_{HBE,MF} = \frac{2Mpr}{L_h} \quad (3.22)$$

Στον στύλο ασκούνται διατμητικές δυνάμεις λόγω του τοιχώματος και λόγω της παραμόρφωσης της δοκού. Η δύναμη λόγω του τοιχώματος είναι:

$$V_{VBE,WEB} = \frac{1}{2} \sigma \sin^2(a) t_w h \quad (3.23)$$

Η δύναμη που ασκείται από τη δοκό είναι:

$$V_{VBE,HBE} = \sum \frac{\frac{1}{2} M_{pb}}{h} \quad (3.24)$$

και είναι ίση με την διάτμηση που δεν αναλαμβάνεται από το τοίχωμα.

Η συνολική διατμητική δύναμη θα ισούται με:

$$V_{VBE} = V_{VBE,WEB} + V_{VBE,HBE} \quad (3.25)$$

Η θλιπτική αξονική δύναμη που ασκείται στον στύλο είναι ίση με:

$$H = \sum \frac{1}{2} \sigma \sin(2a) t_w h + \sum V_u \quad (3.26)$$

$$\text{Όπου } V_u = \frac{w_d}{2} L_{ef}.$$

Η ροπή που ασκείται στην σύνδεση δοκού-στύλου προέρχεται από το εφελκυστικό πεδίο του τοιχώματος και την παραμόρφωση της δοκού και είναι:

$$M_{VBE(web)} = \frac{\sigma \sin^2(a) t_w h_c^2}{8} \quad (3.27)$$

λόγω του εφελκυστικού πεδίου του τοιχώματος και

$$M_{VBE(HBE)} = \frac{1}{2} \sum M_{pb} \quad (3.28)$$

Ο σχεδιασμός της σύνδεσης τοιχώματος-πλαισίου βασίζεται στις τάσεις που αναπτύσσονται στο τοίχωμα, οπότε η δύναμη ανά μονάδα μήκους στη σύνδεση είναι ίση με:

Στη δοκό:

$$r_{HBE} = \sigma \cos(a) t \quad (3.29)$$

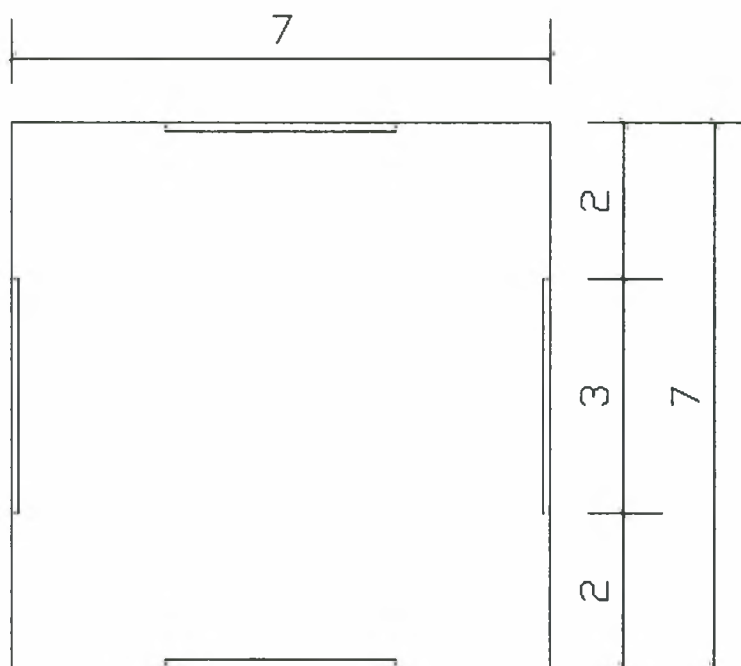
Στον στύλο:

$$r_{VBE} = \sigma \sin(a) t \quad (3.30)$$

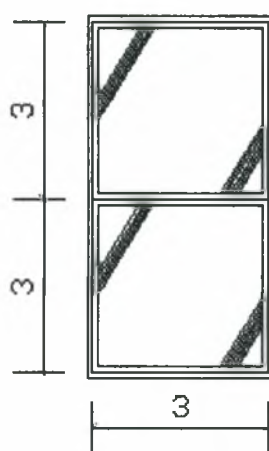
Αριθμητική Εφαρμογή - Παράδειγμα

Στη συνέχεια παρατίθεται μια εφαρμογή σχεδιασμού ενός διώροφου

κτηρίου με χρήση ΧΔΤ. Το ύψος του κάθε ορόφου είναι 3m και η κάτοψη του φαίνεται στο Σχήμα 3.5 που ακολουθεί:



Σχήμα 3.5 Κάτοψη κτηρίου



Σχήμα 3.6 Όψη ΧΔΤ του κτηρίου

Τοποθετούνται τέσσερα ΧΔΤ ίδιων διαστάσεων περιμετρικά, έτσι ώστε

να οδηγούμαστε σε ελαχιστοποίηση της στρεπτικής παραμόρφωσης του κτηρίου, όπως ορίζει ο ΕΑΚ.

Έστω ότι το κτήριο βρίσκεται στην Αθήνα, ο τύπος εδάφους είναι Α και η κατηγορία εδάφους II.

ο Υπολογισμός του φάσματος σχεδιασμού

Το φάσμα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού καθορίζεται από τις παρακάτω εξισώσεις:

$$\text{Για } 0 \leq T < T_1 : \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{\eta \theta \beta_0}{q} - 1 \right) \right]$$

$$\text{Για } T_1 \leq T \leq T_2 : \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 A \left(\frac{\eta \theta \beta_0}{q} \right)$$

$$\text{Για } T_2 < T : \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 A \frac{\eta \theta \beta_0}{q} \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3}$$

όπου Α είναι η μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους, γ_1 ο συντελεστής σπουδαιότητας του κτηρίου, q ο συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής, θ ο συντελεστής θεμελίωσης, T_1 και T_2 οι χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος, β_0 ο συντελεστής φασματικής ενίσχυσης και η ο διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης $\neq 5\%$ και δίνεται από τη σχέση:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7$$

Στην τρέχουσα εφαρμογή, τα παραπάνω μεγέθη λαμβάνονται ίσα με:

$$A = ag = 0,16g$$

$$\gamma_1 = 1, \text{ για συνήθη κτήρια}$$

$$q = 3$$

$$\theta = 1, \text{ για κατηγορία εδάφους Α}$$

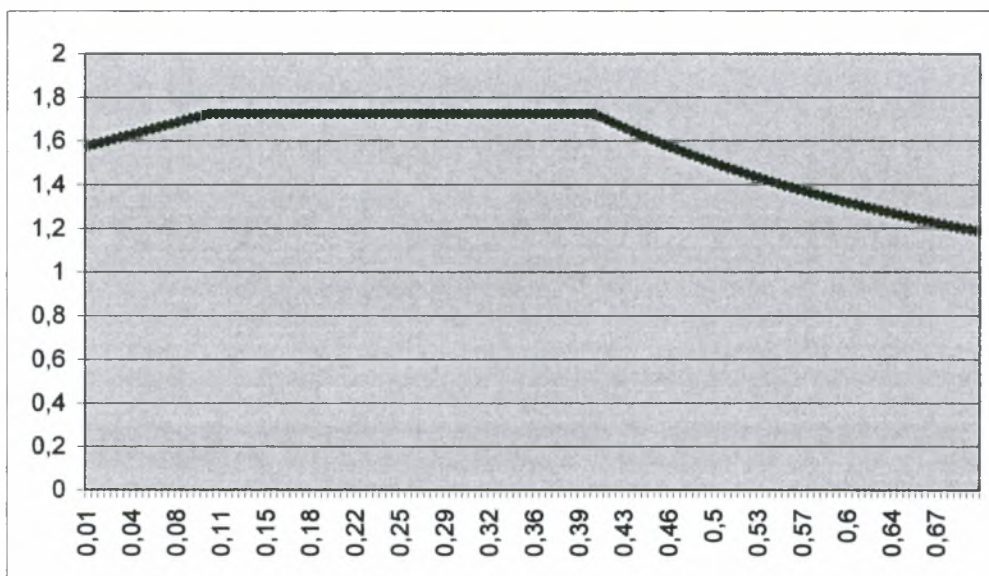
$$T_1 = 0,1 \text{ sec και } T_2 = 0,4 \text{ sec}$$

$$\beta_0 = 2,5$$

Επίσης, για μεταλλικές κατασκευές ισχύει $\zeta = 2\%$ για συγκολλήσεις και

$\zeta = 4\%$ για κοχλιώσεις. Έστω ότι $\zeta = 2\%$, οπότε βρίσκεται ότι $\eta = 1.32$.

Το φάσμα σχεδιασμού είναι:



Σχήμα 3.7 Φάσμα Σχεδιασμού

ο Εύρεση ισοδύναμων σεισμικών φορτίων

Έστω ότι ο πρώτος όροφος έχει βάρος $w_1 = 500kN$ και ο δεύτερος $w_2 = 250kN$. Η μέγιστη φασματική επιτάχυνση είναι ίση με $0,176g$ ενώ η τέμνουσα βάσης δίνεται από τη σχέση:

$$V_0 = M \cdot \Phi_d(T)$$

όπου M είναι η συνολική μάζα της κατασκευής, και κατά συνέπεια

$$V_0 = \left(\frac{500 + 250}{g} \right) \cdot 0,176g = 132kN$$

Το φορτίο αυτό κατανέμεται κατά το ύψος της κατασκευής ως εξής:

$$F_i = V_0 \frac{m_i \cdot z_i}{\sum m \cdot z}$$

όπου m_i είναι η μάζα του ορόφου και z το ύψος του ορόφου i από τη βάση του κτηρίου.

Τα πλευρικά φορτία λόγω σεισμού στους ορόφους 1,2 αντίστοιχα είναι:

$$F_1 = V_0 \frac{m_1 \cdot z_1}{\sum m \cdot z} = 132 \frac{500 \cdot 3}{500 \cdot 3 + 250 \cdot 6} = 66kN$$

$$F_2 = V_0 \frac{m_2 \cdot z_2}{\sum m \cdot z} = 132 \frac{250 \cdot 6}{500 \cdot 3 + 250 \cdot 6} = 66kN$$

- Έστω ότι επιλέγονται διαστάσεις δοκών και στύλων σε όλους τους ορόφους IPE 300, κατασκευασμένα από χάλυβα με τάση διαρροής 800MPa. Τα τοιχώματα είναι κατασκευασμένα από χάλυβα S500.
- Έστω ότι το πάχος του τοιχώματος είναι 0,16cm και στους δύο ορόφους. Η γωνία του εφελκυστικού πεδίου λαμβάνεται συντηρητικά ίση με 30°. Η διατμητική αντοχή του τοιχώματος είναι ίση με:

$$V = \frac{1}{2} t L F_y \sin 2\alpha = \frac{1}{2} 0,0016 \cdot 3 \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot \sin 2 \cdot 30 = 1039kN$$

Έχοντας επιλέξει προκαταρκτικά το πάχος του τοιχώματος, ελέγχονται οι διαστάσεις του στύλου:

$$I_c \geq 0,00307 \frac{t_w h^4}{L} = 0,00307 \frac{0,16 \cdot 300^2}{300} = 13262cm^4$$

Όμως η ροπή αδρανείας της διατομής IPE300 είναι 8360cm⁴. Επιλέγεται νέα διατομή IPE360 η οποία χρησιμοποιείται και για τις δοκούς και για τους στύλους που περιβάλλουν τα διατμητικά τοιχώματα και των δύο ορόφων, της οποίας η ροπή αδρανείας είναι: $I_c = 16270cm^4$, οπότε η νέα διατομή επαρκεί.

Έλεγχος πάχους τοιχώματος:

$$t_w \geq \frac{t_w F_{y,web}}{F_{y,BE}} = \frac{0,0016 \cdot 500}{800} = 0,001$$

$$0,0016 \geq 0,001$$

- Αφού έγινε η επιλογή των διαστάσεων των μελών του περιβάλλοντος πλαισίου του τοιχώματος, υπολογίζεται η γωνία του εφελκυστικού πεδίου, η οποία θα είναι ίδια και για τα δύο τοιχώματα και ίση με:

$$\tan^4 \alpha = \frac{\frac{2}{tL} + \frac{1}{A_c}}{\frac{2}{tL} + \frac{2h}{A_b L} + \frac{h^4}{180 I_y L^2}} = \frac{\frac{2}{0,0016 \cdot 3} + \frac{1}{72,7 \cdot 10^{-4}}}{\frac{2}{0,0016 \cdot 3} + \frac{2 \cdot 3}{72,7 \cdot 10^{-4} \cdot 3} + \frac{3^4}{180 \cdot 16270 \cdot 10^{-8} \cdot 3^2}}$$

$$= \frac{416,67 + 130}{416,67 + 270 + 307} = 0,55$$

Άρα η γωνία του εφελκυστικού πεδίου είναι: $\alpha = 41^\circ$.

- Υπολογισμός δράσεων

Δυνάμεις στη δοκό του 2^{ου} ορόφου

Οριζόντιες

$$P_{HBE,VBE} = \sum \frac{1}{2} \sigma \sin^2(\alpha) t_w h = \frac{1}{2} \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot \sin^2 41 \cdot 0,0016 \cdot 3$$

$$= 516,5 kN$$

$$P_{HBE,WEB} = \frac{1}{2} [\sigma_i t_i \sin(2\alpha_i) - \sigma_{i+1} t_{i+1} \sin(2\alpha_{i+1})] L =$$

$$\frac{1}{2} \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot [0,0016 \cdot \sin(2 \cdot 41) - 0] \cdot 3 = 1188 kN$$

Η συνολική αξονική δύναμη στη δοκό είναι:

$$P_{HBE} = P_{HBE,VBE} \pm \frac{1}{2} P_{HBE,WEB}$$

Αριστερά:

$$P_{HBE} = P_{HBE,VBE} + \frac{1}{2} P_{HBE,WEB} = 516,5 + \frac{1}{2} 1188 = 1110,5 kN$$

Δεξιά:

$$P_{HBE} = P_{HBE,VBE} - \frac{1}{2} P_{HBE,WEB} = 516,5 - \frac{1}{2} 1188 = -77,5 kN$$

Κατακόρυφες δυνάμεις και ροπές:

$$V_{HBE,WEB} = \sigma (t_i \cos^2 \alpha_i - t_{i+1} \cos^2 \alpha_{i+1}) \frac{L}{2} =$$

$$500 \cdot 10^3 (0,0016 \cdot \cos^2 41 - 0) \frac{3}{2} = 683 kN$$

$$M_u = \sigma(t_i \cos a_i - t_{i+1} \cos a_{i+1}) \frac{L^2}{8} =$$

$$500 \cdot 10^3 (0,0016 \cdot \cos 41 - 0) \frac{3^2}{8} = 679,23 kNm$$

Η καμπτική αντοχή της δοκού είναι:

$$M_{pr} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{904 \cdot 10^{-6} \cdot 800 \cdot 10^3}{1} = 723,2 kNm$$

Η μειωμένη καμπτική αντοχή της δοκού είναι:

$$M_{N,Rd} = M_{pr} \left[1 - \left(\frac{N_{E,d}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right]$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{72,7 \cdot 10^{-4} \cdot 800 \cdot 10^3}{1} = 5816 kN$$

$$M_{N,Rd} = M_{pr} \left[1 - \left(\frac{N_{E,d}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right] = 723,2 \left[1 - \left(\frac{1110,5}{5816} \right)^2 \right]$$

$$= 696,83 kNm$$

Η απαιτούμενη διατμητική αντοχή στη σύνδεση δοκού-στύλου, υποθέτοντας ότι η θέση δημιουργίας της πλαστικής άρθρωσης απέχει 10 cm από τον κεντροβαρικό άξονα του στύλου, είναι:

$$V_{HBE,MF} = \frac{2M_{pr}}{L_h} = \frac{2 \cdot 696,83}{3 - 2 \cdot 0,1} = 497,73 kN$$

Δυνάμεις στους στύλους του 2^{ου} ορόφου

Στον κάθε στύλο ασκούνται:

$$V_{VBE,WEB} = \frac{1}{2} \sigma \sin^2(a) t_w h = \frac{1}{2} \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot \sin^2(41) \cdot 0,0016 \cdot 3$$

$$= 516,5 kN$$

Η ροπή που ασκείται στον στύλο λόγω δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης στη δοκό είναι:

$$M_{pb} = M_{pr} + V_u \cdot s_h$$

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + P_{HBE} + \frac{w}{2} L, \quad w = \sigma_i t_i \cos^2 a_i - \sigma_{i+1} t_{i+1} \cos^2 a_{i+1}$$

$$w = \sigma_i t_i \cos^2 a_i - \sigma_{i+1} t_{i+1} \cos^2 a_{i+1} = 500 \cdot 10^3 \cdot 0,0016 \cdot \cos^2 41$$

$$= 455,6 \text{ kN / m}$$

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + P_{HBE} + \frac{w}{2} L_h = \frac{2 \cdot 696,83}{2,8} + 1110,5 + \frac{455,6}{2} 2,8$$

$$= 2246 \text{ kN}$$

$$M_{pb} = M_{pr} + V_u \cdot s_h = 696,83 + 2246 \cdot 0,1 = 921,43 \text{ kNm}$$

$$V_{VBE,HBE} = \sum \frac{\frac{1}{2} M_{pb}}{h} = \frac{\frac{1}{2} 921,43}{3} = 153,57 \text{ kN}$$

$$V_{VBE} = V_{VBE,WEB} + V_{VBE,HBE} = 516,5 + 153,57 = 670 \text{ kN}$$

$$M_{VBE(HBE)} = \frac{1}{2} \sum M_{pb} = \frac{1}{2} 921,43 = 460,7 \text{ kNm}$$

Η αξονική θλιπτική δύναμη είναι:

$$H = \sum \frac{1}{2} \sigma \sin(2a) t_w h + \sum V_u = \frac{1}{2} 500 \cdot 10^3 \sin(2 \cdot 41) \cdot 0,0016 \cdot 3 + 2246$$

$$= 3434 \text{ kN}$$

$$M_{VBE(web)} = \frac{\sigma \sin^2(a) t_w h^2}{8} = \frac{500 \cdot 10^3 \sin^2(41) \cdot 0,0016 \cdot 3^2}{8}$$

$$= 387 \text{ kNm}$$

Δυνάμεις στη δοκό του 1^{ου} ορόφου

Οριζόντιες

$$P_{HBE,VBE} = \sum \frac{1}{2} \sigma \sin^2(a) t_w h = \frac{1}{2} \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot \sin^2 41 \cdot 0,0016 \cdot 3 \cdot 2$$

$$= 1033 \text{ kN}$$

$$P_{HBE,WEB} = \frac{1}{2} [\sigma_i t_i \sin(2a_i) - \sigma_{i+1} t_{i+1} \sin(2a_{i+1})] L = 0$$

Η συνολική αξονική δύναμη στη δοκό είναι:

$$P_{HBE} = P_{HBE,VBE} \pm \frac{1}{2} P_{HBE,WEB}$$

Αριστερά:

$$P_{HBE} = P_{HBE,VBE} + \frac{1}{2} P_{HBE,WEB} = 1033 + \frac{1}{2} 0 = 1033 \text{ kN}$$

Δεξιά:

$$P_{HBE} = P_{HBE,VBE} - \frac{1}{2} P_{HBE,WEB} = 1033 - \frac{1}{2} 0 = 1033 kN$$

Κατακόρυφες δυνάμεις και ροπές:

$$V_{HBE,WEB} = \sigma(t_i \cos^2 \alpha_i - t_{i+1} \cos^2 \alpha_{i+1}) \frac{L}{2} = 0 kN$$

$$M_u = \sigma(t_i \cos \alpha_i - t_{i+1} \cos \alpha_{i+1}) \frac{L^2}{8} = 0 kNm$$

Η καμπτική αντοχή της δοκού είναι:

$$M_{pr} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{904 \cdot 10^{-6} \cdot 800 \cdot 10^3}{1} = 723,2 kNm$$

Η μειωμένη καμπτική αντοχή της δοκού είναι:

$$M_{N,Rd} = M_{pr} \left[1 - \left(\frac{N_{E,d}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right]$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{72,7 \cdot 10^{-4} \cdot 800 \cdot 10^3}{1} = 5816 kN$$

$$M_{N,Rd} = M_{pr} \left[1 - \left(\frac{N_{E,d}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right] = 723,2 \left[1 - \left(\frac{516,5}{5816} \right)^2 \right] = 717,5 kNm$$

Η απαιτούμενη διατμητική αντοχή στη σύνδεση δοκού-στύλου, υποθέτοντας ότι η θέση δημιουργίας της πλαστικής άρθρωσης απέχει 10 cm από τον κεντροβαρικό άξονα του στύλου, είναι:

$$V_{HBE,MF} = \frac{2M_{pr}}{L_h} = \frac{2 \cdot 717,5}{3 - 2 \cdot 0,1} = 512,5 kN$$

Δυνάμεις στους στύλους του 1^{ου} ορόφου

Στον κάθε στύλο ασκούνται:

$$V_{VBE,WEB} = \frac{1}{2} \sigma \sin^2(\alpha) t_w h = \frac{1}{2} \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot \sin^2(41) \cdot 0,0016 \cdot 3 = 516,5 kN$$

Η ροπή που ασκείται στον στύλο λόγω δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης στη δοκό είναι:

$$M_{pb} = M_{pr} + V_u \cdot s_h$$

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + P_{HBE} + \frac{w}{2}L,$$

$$w = \sigma_i t_i \cos^2 \alpha_i - \sigma_{i+1} t_{i+1} \cos^2 \alpha_{i+1}$$

$$w = \sigma_i t_i \cos^2 \alpha_i - \sigma_{i+1} t_{i+1} \cos^2 \alpha_{i+1} = 0 \text{ kN/m}$$

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + P_{HBE} + \frac{w}{2}L_h = \frac{2 \cdot 717,5}{2,8} + 516,5 + \frac{0}{2} \cdot 2,8 = 1029 \text{ kN}$$

$$M_{pb} = M_{pr} + V_u \cdot s_h = 717,5 + 1029 \cdot 0,1 = 820,4 \text{ kNm}$$

$$V_{VBE,HBE} = \sum \frac{\frac{1}{2} M_{pb}}{h} = \frac{\frac{1}{2} 820,4}{3} = 136,7 \text{ kN}$$

$$V_{VBE} = V_{VBE,WEB} + V_{VBE,HBE} = 516,5 + 136,7 = 653,2 \text{ kN}$$

$$M_{VBE(HBE)} = \frac{1}{2} \sum M_{pb} = \frac{1}{2} 820,4 = 410,2 \text{ kNm}$$

Η αξονική θλιπτική δύναμη είναι:

$$H = \sum \frac{1}{2} \sigma \sin(2\alpha) t_w h + \sum V_u = \left[\frac{1}{2} 500 \cdot 10^3 \sin(2 \cdot 41) \cdot 0,0016 \cdot 3 \right] \cdot 2 + 2246 + 1029$$

$$= 5651 \text{ kN}$$

$$M_{VBE(web)} = \frac{\sigma \sin^2(\alpha) t_w h_c^2}{8} = \frac{500 \cdot 10^3 \sin^2(41) \cdot 0,0016 \cdot 3^2}{8}$$

$$= 387 \text{ kNm}$$

Δυνάμεις στη δοκό του ισογείου

Οριζόντιες

$$P_{HBE,VBE} = \sum \frac{1}{2} \sigma \sin^2(\alpha) t_w h = \frac{1}{2} \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot \sin^2 41 \cdot 0,0016 \cdot 3$$

$$= 516,5 \text{ kN}$$

$$P_{HBE,WEB} = \frac{1}{2} [\sigma_i t_i \sin(2\alpha_i) - \sigma_{i+1} t_{i+1} \sin(2\alpha_{i+1})] L =$$

$$\frac{1}{2} \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot [0,0016 \cdot \sin(2 \cdot 41) - 0] \cdot 3 = 1188 \text{ kN}$$

Η συνολική αξονική δύναμη στη δοκό είναι:

$$P_{HBE} = P_{HBE,VBE} \pm \frac{1}{2} P_{HBE,WEB}$$

Αριστερά:

$$P_{HBE} = P_{HBE,VBE} + \frac{1}{2} P_{HBE,WEB} = 516,5 + \frac{1}{2} 1188 = 1110,5 kN$$

Δεξιά:

$$P_{HBE} = P_{HBE,VBE} - \frac{1}{2} P_{HBE,WEB} = 516,5 - \frac{1}{2} 1188 = -77,5 kN$$

Κατακόρυφες δυνάμεις και ροπές:

$$V_{HBE,WEB} = \sigma(t_i \cos^2 \alpha_i - t_{i+1} \cos^2 \alpha_{i+1}) \frac{L}{2} =$$

$$500 \cdot 10^3 (0,0016 \cdot \cos^2 41 - 0) \frac{3}{2} = 683 kN$$

$$M_u = \sigma(t_i \cos \alpha_i - t_{i+1} \cos \alpha_{i+1}) \frac{L^2}{8} =$$

$$500 \cdot 10^3 (0,0016 \cdot \cos 41 - 0) \frac{3^2}{8} = 679,23 kNm$$

Η καμπτική αντοχή της δοκού είναι:

$$M_{pr} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{904 \cdot 10^{-6} \cdot 800 \cdot 10^3}{1} = 723,2 kNm$$

Η μειωμένη καμπτική αντοχή της δοκού είναι:

$$M_{N,Rd} = M_{pr} \left[1 - \left(\frac{N_{E,d}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right]$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{72,7 \cdot 10^{-4} \cdot 800 \cdot 10^3}{1} = 5816 kN$$

$$M_{N,Rd} = M_{pr} \left[1 - \left(\frac{N_{E,d}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right] = 723,2 \left[1 - \left(\frac{1110,5}{5816} \right)^2 \right] = 696,83 kNm$$

Η απαιτούμενη διατμητική αντοχή στη σύνδεση δοκού-στύλου, υποθέτοντας ότι η θέση δημιουργίας της πλαστικής άρθρωσης απέχει 10 cm από τον κεντροβαρικό άξονα του στύλου, είναι:

$$V_{HBE,MF} = \frac{2M_{pr}}{L_h} = \frac{2 \cdot 696,83}{3 - 2 \cdot 0,1} = 497,73 kN$$

BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. S. Sabouri-Ghomi, T. M. Roberts, "Hysteretic characteristics of Unstiffened Plate Shear Panels", *Thin -Walled Structures* 12 (1991), 145-162.
2. T. M. Roberts, "Seismic resistance of steel plate shear walls", *Engineering Structures* 17(5) (1995), 344 - 351.
3. M. Elgaaly, Y. Liu, "Analysis of Thin-Steel-Plate Shear Walls", *Journal of Structural Engineering* (ASCE) 123(11) (1997), 1487- 1496.
4. M. Elgaaly, "Thin-Steel-Plate Shear Walls behaviour and analysis", *Thin -Walled Structures*, 32(1998), 151 - 180.
5. M. Elgaaly, V. Caccese, C. Du, "Postbuckling Behaviour of Steel-Plate Shear Walls under Cyclic loads", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 119(2), 585 - 605.
6. A. Astaneh - Asl, "Steel-Plate Shear Walls", Proceedings, U.S.- Japan Partnership for Advanced Steel Structures, U.S. - Japan Workshop on Seismic Fracture issues in Steel Structures, February 2000, San Francisco, CA, USA.
7. A. Astaneh - Asl, "Seismic Behaviour and Design of Steel Shear Walls", Steel Tips, Structural Steel Education Council, Technical Information & Product Service, AISC, 2001.
8. J. Berman, M. Bruneau, "Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls", *Journal of Structural Engineering* (ASCE) 129(11) (2003), 1448 - 1456.
9. J. Berman, D. Vian, M. Bruneau, "Steel Plate Shear Walls, from Research to Codification"
10. S. Sabouri-Ghomi, C.E. Ventura, M.H.K. Kharrazi, "Shear Analysis and Design of Ductile Steel Plate Shear Walls", *Journal of Structural Engineering* June 2005, 878-889.

11. L. J. Thornburn, G. L. Kulak, C. J. Montgomery, "Analysis of Steel Plate Shear Walls", *Structural Engineering Report No. 107*, Department of Civil Engineering, University of Alberta (1983), Edmonton, Alberta, Canada.
12. J. J. Shishkin, R. G. Driver, G. Y. Grondin, "Analysis of Steel Plate Shear Walls using the modified strip model", *Structural Engineering Report No. 261*, Department of Civil Engineering, University of Alberta (2005), Edmonton, Alberta, Canada.
13. P. A. Timler, G. L. Kulak, "Experimental Study of Steel Plate Shear Walls", *Structural Engineering Report No. 114*, Department of Civil Engineering, University of Alberta (1983). Edmonton, Alberta, Canada.
14. R. G. Driver, G. L. Kulak, D. J. L. Kennedy, A. E. Elwi, "Seismic Behaviour of Steel Plate Shear Walls", *Structural Engineering Report No. 215*, Department of Civil Engineering, University of Alberta (1997), Edmonton, Alberta, Canada.
15. AISC (2005), ANSI/AISC 341 - 06, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, IL.
16. AISC (2005), ANSI/AISC 360 - 05, Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, IL.
17. FEMA(2004), FEMA 450, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Building Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
18. R. Sabelli, M. Bruneau, "Steel Design Guide, Steel Plate Shear Walls" AISC Inc.(2007).
19. J. Berman, M. Bruneau, "Steel Plate Shear Walls Are Not Plate Girders", *Engineering Journal (AISC)*, (42) (2004), 95 - 106.

20. L. Di Sarno, A. S. Elnashai, "Seismic Retrofitting of Steel and Composite Building Structures", *Report 02-01*, Mid-America Earthquake Center, Civil and Environmental Engineering Department, University of Illinois at Urbana-Champaign, September 2002.
21. Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, prEN1993-1-1, 2003.
22. Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1.5, Μέλη από επίπεδα ελάσματα, prEN 1993-1-5, 2004.
23. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Strengthening and repair of buildings, prEN 1998-3, 2003.
24. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000, ΟΑΣΠ.
25. Κανονισμός Επεμβάσεων (Τελικό Σχέδιο 3, ΟΑΣΠ 2009).
26. Καναδικός Κανονισμός Χαλύβδινων Κατασκευών, CSA 2001.

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ



004000101129

